

締固め壤土の力学的特性

藤 本 昌 宣

(干拓水工学研究室)

昭和57年10月4日 受理

On the Mechanical Characteristics of Compacted Loam Soils

Masanobu FUJIMOTO

(Laboratory of Shore Reclamation and Hydraulic Engineering)

Received October 4, 1982

Summary

This paper deals with the mechanical characteristics of the compacted loam soils, the compressibility and the shear strength.

The compressive yield stress formed by compacting soils is a very important factor for the settlement problem of earth structure. The influence of the degree of saturation of the soils and compaction effort on such a compressive yield stress was made clear experimentally.

To minimize the compressive settlement of earth structure, one-dimensional compression tests were performed for the soils compacted by repeated loading of a constant stress with the result that the compressive yield stress approached to the loading stress at repeated number of times, 7 or 8.

On the assumption that the compression curves obtained by adding the stress to the compacted soils were hyperbola, the method of estimating the initial compressive strain was proposed.

To elucidate the influence of the initial condition of soils and inundation or non-inundation on the rupture line, the shear tests under the constant volume or constant stress were performed for the various compacted soils. The rupture lines in terms of effective stress were not affected by difference of these conditions.

To clarify the decreasing characteristics of the soil strength by over-compaction, some compacted soils with various initial conditions were penetrated by the steel needle. The penetrating resistance increased with increasing of the compaction effort and decreased above 85 or 90 per cent of the degree of saturation.

Assuming that the residual settlement after completion of earth structure was analyzed as the compression of the plastic compressive region, the calculated settlement value coincided well with the observed value.

目 次

第1章 緒 言

第2章 締固め土の一次元圧縮特性

2.1 概 説

2.2 動的ならびに半動的に締固めた土の 圧縮特性

2.2.1 堆積飽和粘土の圧密降伏応力

2.2.2 実験目的

2.2.3 実験方法

2.2.4 実験結果と考察

(1) 圧縮ひずみ

(2) 圧密降伏応力および圧縮指数

2.2.5 ま と め

2.3 繰返し静荷重による 締固め土の 圧縮

特性	3.2.4 まとめ
2.3.1 実験目的	3.3 締固め土の圧縮等圧せん断特性
2.3.2 実験方法	3.3.1 実験目的
2.3.3 実験結果と考察	3.3.2 実験方法
(1) 24時間载荷試料の圧縮特性	3.3.3 実験結果と考察
(2) 繰返し応力による圧縮・膨張	(1) 動的な締固めと静的応力の付加による圧縮
2.3.4 まとめ	(2) せん断破壊時における試料の体積変化
2.4 静荷量によるルーズな土の初期圧縮特性	(3) 圧縮等圧せん断強さ
2.4.1 実験目的	3.3.4 まとめ
2.4.2 実験方法	3.4 過剰締固めによるせん断強さの低下
2.4.3 初期圧縮量	3.4.1 実験目的
2.4.4 実験結果と考察	3.4.2 実験方法
2.4.5 まとめ	3.4.3 実験結果と考察
第3章 締固め土のせん断強度特性	3.4.4 まとめ
3.1 概説	第4章 室内実験の現場への適用
3.2 締固め土の圧縮等体積せん断特性	4.1 概説
3.2.1 実験目的	4.2 まさ土の圧縮沈下
3.2.2 実験方法	4.2.1 転圧機械による締固め
3.2.3 実験結果と考察	4.2.2 堤体の圧縮沈下量
(1) 垂直応力の载荷による圧縮ひずみ	4.2.3 まとめ
(2) 圧縮等体積せん断強さ	第5章 総括
(3) せん断強さと破壊時の状態の関係	摘要
(4) 水浸による圧縮ひずみおよびせん断強さの変化	謝辞
	記号
	参考文献

第1章 緒 言

土を締固めることによって、その密度を高め、強度を増加し、圧縮性や透水性を低下させるなど、その力学的ならびに工学的性質が改良され、土構造物の安定性を高めることができるという知恵を人類は非常に古くから長い間の経験によって得てきた。この間、土質力学が次第に発達し、1933年に、Proctor³⁹⁾ が転圧式アースダムの設計と施工に関連する論文を発表して、初めて土の締固めの問題を土質力学的にとらえ、締固めの原理、締固め試験方法、この原理のアースダム築造への適用について明らかにした。その後、さらに締固め施工機械の高性能化、重量化によって設計・施工技術は高度化し、特に我が国の場合は、愛知用水事業によってフィルダム（アースダム、ロックフィルダムあるいはその複合型ダム）が数多く築造され、貴重なデータを得たことによって、盛土構造物は飛躍的に大型化している。

締固めた土の力学的性質は、従来の研究より、締固め時の含水比、締固めエネルギー、締固め方法および締固め後の水浸の程度などによって影響されるといわれている。従来の研究は主として、これらの影響要因と力学的性質の関連性、締固め土の構造概念とそれとの関連性、などに関するものが大部分であるといえる。これらの力学的特性に関する研究のうち、締固め直後の、あるいは比較的低い応力（3.0 kg/cm² 程度までの垂直圧、側圧）が付加され締固め時の特性がほと

んど残っている場合のせん断強度特性に関するものが非常に多い。一方、締固め土の圧縮沈下量を対象とする圧縮特性に関する研究は、飽和した沖積粘土に比較して盛土の間ゲキ比が小さいこと、従来、堤高が低かったことなどによって自重による沈下が小さいために、堤体の安定上それほど問題とされず、強度特性に関する研究に比べてややおくれているのが現状である。

最近のように盛土構造物の堤高が大きい場合の築堤のプロセスを考えてみる。土取場より盛土敷に搬入された土は適当な厚さにまき出され、これを転圧機械によって締固める。この場合転圧回数は一般に所定の乾燥密度が得られるまで行なわれ、回数が増加するにつれて、締固め土のせん断強度や圧縮降伏応力も次第に増加する。しかし回数が過多となるとこれらの値は逆に減少する。転圧が終了すると次の層のまき出し、転圧が同じ要領で行なわれ、次第に盛土高は上昇していく。これにつれて低位部に位置する部分ほど大きい静的な土かぶり応力を受け、かつ沈下量も大きくなる。したがって高盛土における自重圧縮沈下を抑制する手段として、低位部に位置する盛土ほどその圧縮降伏応力が大きくなるような締固めを行ない、土かぶり応力による圧縮の塑性領域の範囲をできるだけ小さくすることが望ましい。

以上のような観点から、本研究では、北部九州、特に佐賀県北部に分布するまさ土を中心とした砂壤土、埴壤土を農業土木的に取扱う場合に必要な力学的特性を解明することを主目的としており、動的ならびに半動的に締固めた土の圧縮、転圧を想定した繰返し応力の付加による圧縮、など圧縮降伏応力を中心とした締固め土の圧縮特性、締固め土のせん断強さ、間ゲキ圧特性ならびにこれらに与える水浸の影響、さらには過剰締固めによる強度低下の特性などについて実験的に究明しようとするものである。

本研究に供試した土は、国際土壌学会の分類によれば、砂壤土ならびに埴壤土の範ちゅうに入るため、広義の「壤土」と総称した。

なお、不飽和土において側面を拘束した一次元圧縮は、飽和土に対して用いられる圧密と実験的に同じ手順で行なっているが、後者が土粒子—水の二相系で体積変化が間ゲキ水の流出によっておこるのに対して、前者は土粒子—水—空気の三相系で体積変化が間ゲキ水および間ゲキ空気の流出あるいは間ゲキ空気の圧縮によっておこり、土の変形のメカニズムが異なることから、ここではすべて「圧縮」と呼ぶ。また、堆積した飽和粘土では先行応力はセメンテーションなどによって圧密試験における降伏応力と異なることが多いために、締固め土の場合も実験室的には圧密降伏応力と類似した「圧縮降伏応力」と表現することとしている。さらに、飽和土の圧密において用いられる正規圧密、過圧密あるいは過圧密比についても、締固め土の場合、「正規圧縮」、「過圧縮」あるいは「過圧縮比」と呼ぶこととする。

第2章 締固め土の一次元圧縮特性

2.1 概 説

土は鋼やコンクリートに比べて大きい間ゲキを有しているため、普通の荷重によってしばしば著しい体積の減少をきたし、地盤や構造物の沈下を生ずることがある。また土を圧縮すると強度、透水性などの力学的性質も大きくかわってくるという点でも重要な工学的意義をもっている³⁾。

一般に飽和土の圧密を論ずる場合、その内容を大きく2つに分けることができる。1つは圧密沈下量の時間的推移を追求するものである。これは過剰間ゲキ水圧の消散過程について解析する Terzaghi の圧密理論⁴⁾を中心に、圧縮ひずみを用いた三笠の圧密理論²⁹⁾も加えて多くの研究が

行なわれている。他の1つは圧密応力と間ゲキ比の関係に代表されるような最終圧密沈下量（実験室においては一般に24時間後の沈下量）に関するものである。不飽和締固め土の場合も同様であるが、前者については、このような土が固相、液相および気相の三相から成るため、未だ一般化した理論が確立されていない。また、後者の問題については圧縮沈下量が飽和した沖積粘土などと比較して非常に小さいこと、圧縮試験にともなう種々のむずかしさ（例えば、試料の密度を均一にすること、不飽和状態で試験中の試料の含水比を変化させないこと、など）があること、および標準圧密試験機を使用した場合は最大圧縮応力が 12.8 kg/cm^2 であり、土によってはこの程度の最大応力では、圧縮特性を十分に把握できないこと、などのために十分な研究が行なわれていない。一般には、フィルダム完成時における施工中の残留間ゲキ水圧を予測するために次式のような Hilf の式¹²⁾ を用いる場合に、有効応力と圧縮率の関係が必要なことから、圧縮試験が行なわれることが多い。

$$\Delta u = \frac{P_a \cdot \Delta}{V_a + h \cdot V_w - \Delta}$$

ここに、 Δu ： 間ゲキ圧

P_a ： 締固め時の大気圧

V_a ： 締固め時の間ゲキ中の空気量

V_w ： 締固め時の間ゲキ中の水分量

Δ ： 圧縮率

h ： 水中における空気の溶解度 (Henry の定数)

本章では、締固めた壤土の一次元圧縮試験を行なって、その圧縮ひずみならびに圧縮降伏応力、圧縮指数などについてマクロな観点から実験的に考察したものである。

2.2 動的ならびに半動的に締固めた土の圧縮特性

2.2.1 堆積飽和粘土の圧密降伏応力

自然地盤から構造を乱さないように採取した粘土試料を圧縮すると、有効応力の小さい範囲ではほとんど弾性的とも思えるほどの小さな圧縮しか示さないが、ある一定の応力を越えると急激な沈下を始める。つまり圧縮における降伏応力のような値が存在する。この値をふつう圧密降伏応力 p_y と呼んでいる。ある粘土試料の p_y と試料採取時に土中でその試料が受けていた荷重強度 p' が等しいような粘土を正規圧密粘土という。一方 $p_y > p'$ であるような粘土は過圧密粘土といい、 p_y/p' を過圧密比と呼んでいる。また逆に、 $p_y < p'$ の場合は未だ圧密が終了していない粘土である。

このような堆積粘土の圧密降伏応力の意義については Terzaghi and Peck⁴⁵⁾ によって詳しく述べられている。さらに、 $e \sim \log p$ 曲線から図解的にこれを求める方法としては、従来より広く用いられている Casagrande の方法の他に、特殊な方法として Burmister の方法³¹⁾ や Schmertmann の方法³¹⁾ がある。また、我が国では、現行 JIS A 1210-1960²⁾ においては Casagrande の方法が採用されており、その呼称は圧密先行荷重 p_0 となっているが、その後、1969年に土質工学会せん断試験委員会案⁶⁾ が発表され、 p_0 もその地質学的歴史における最大荷重と考えるよりは、もっと直接的に解釈して、側方を拘束した状態で圧縮荷重による粘土粒子のミクロな組織の塑性破壊の限界応力と考える方がすっきりするとして圧密降伏応力 p_y とした。さらに、その求め方も Casagrande 法が $e \sim \log p$ 曲線における e 座標のスケールのとり方によって p_y の値が異なるという欠点が指摘され、これにかわる方法として、圧縮指数 C_c から $C'_c = 0.1 + 0.25C_c$

$C_c' = \frac{1}{2} C_c$ を求めて、これを図解する方法にかわった。さらに、その後これを改訂する案³⁷⁾ が出され、呼び方を圧密先行応力 p_0 とし、その図解法は Casagrande の方法を用い、 e 座標のスケールを p 座標の対数の 1 サイクルの長さとの関係で規制することによって、その不備な点を補うこととしている。

2.2.2 実験目的

締固め盛土の沈下量を算定するためには、締固め土の圧縮試験によって得られる $e \sim \log p$ 曲線の特性を十分に理解し、圧縮降伏応力や圧縮指数、その他の特性値の持つ意義を明らかにすることが必要である。

土を締固める手段として動的（衝撃的）締固め、半動的（Kneading）締固め、静的締固めおよび振動締固めがある²¹⁾。このうち動的締固めと半動的締固めは現場における締固め機械による締固めとの関連性は明確ではないが、前者は JIS A 1210 や ASTM D 1557-58T などに、後者は Harvard Miniature Compaction Test²¹⁾ に採用されているように、土の締固め特性を理解するために広く行なわれている。このような方式で締固めた土の力学的特性は、締固め時の含水比、締固めエネルギー（その結果としての乾燥密度）および締固め後の水浸、などによって影響される。

動的に締固めた土の圧縮量について、特に圧縮試験結果の $e \sim \log p$ 曲線から得られる p_c や C_c に着目した研究には次のようなものがある。

久野ら²³⁾ は火山灰質粘性土に対して含水比と突固め回数を変化させて動的な締固めを行ない、標準圧密試験によってその圧縮性を検討している。得られた $e \sim \log p$ 曲線から p_c および C_c を求め、これを γ_d と w の関係で整理すると、 w の変化の影響はほとんどなく、 γ_d の増加につれて、ほぼ直線的に増加し、 C_c は減少するという結果を得ている。

岩崎ら¹⁹⁾ は大阪洪積層粘土に対して、久野らと同様の締固めおよび圧縮を行ない、 $e \sim \log p$ 曲線から p_c および C_c を求めた。この結果、 p_c 、 C_c 共に γ_d とは相関関係が存在するが、 S_r との間には相関性がみられなかった、と報告している。

これら 2 つの研究は、 p_{max} が 12.8 kg/cm^2 であり、久野らの示している $e \sim \log p$ 曲線は曲率最大の部分をわずかに越えたところまでしか得られていない。また、岩崎らの報告には $e \sim \log p$ 曲線が示されていないが、一般に締固め土の p_c および C_c の決定（Casagrande 方法）には p_{max} をもう少し大きくとる必要があると考えられる。

さらに、渡辺⁴⁷⁾ は動的に締固めた土について一面せん断試験を行なった結果、飽和粘性土と同様に $\sigma \sim \tau_f$ 曲線が締固め時に加えられるエネルギーによって発生する先行圧縮応力を境にして不連続な線で表わされ、締固め土の強度特性を明らかにするためにも先行圧縮応力の概念を導入する必要があるとしている。

このような観点から、動的ならびに半動的に締固めた不飽和状態の壤土の圧縮性を明らかにするために、 $p_{max} = 51.2 \text{ kg/cm}^2$ までの不飽和圧縮試験を行ない、締固め時の状態量（含水比および乾燥密度）の変化が圧縮ひずみ、圧縮降伏応力ならびに圧縮指数など圧縮諸定数に与える影響について検討するものである。

2.2.3 実験方法

試料は、福岡県福岡市および佐賀県鳥栖市河内ダム土取場から採取した 2 種類のまさ土（試料記号：福岡および河内）である。これらの土の 2 mm フルイ通過分を供試土とした。供試土の物理的性質を Table 2.2.1 に、また粒径加積曲線を Fig. 2.2.1 に示す。締固めによる供試体の作成に当たっては、福岡は砂壤土に分類されるため、この種の土により効果的であるといわれる動

Table 2.2.1. Physical properties of soils

	Fukuma	Kawachi
Specific gravity	2.677	2.678
Liquid limit (%)	NP	50.6
Plastic limit (%)	NP	31.5
Plasticity index	—	19.1
Triangular classification	Sandy loam	Clay loam

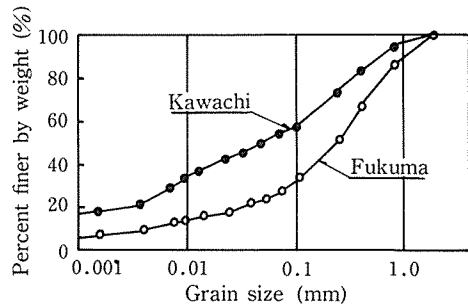


Fig. 2.2.1 Grain size accumulation curves.

的締固めを、また河内は埴壌土であり、比較的細粒の土に効果的なタンピングローラの転圧に対応した半動的締固めを、それぞれ行なった。まず、動的締固め試料は直径 10 cm モールド、2.5 kg ランマーを用いて、福間の w および E_c を変化させて突固めを行なった。つまり3層で各層当り15, 25および50回の打撃である。このような動的な試験結果を Fig. 2.2.2 に示す。これより、試料の w_o は w_{op} をはさむ6段階に調整し、これを前述の要領で締固めた。次に、半動的締固め試料はプレストレスが 10 kg, 端面直径 1.27 cm のスプリング式タンパーおよび直径 6 cm モールドを使用して、河

内の w および E_c を変化させて締固めた。タンパーによる締固め回数は土を3層に分けて動的な締固めと同様に、各層当り15, 25および50回とした。半動的締固め曲線を Fig. 2.2.3 に示す。これより試料の w_o を w_{op} をはさむ7段階に調整して締固めを行なった。

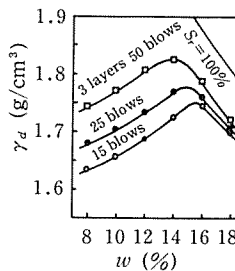


Fig. 2.2.2 Dynamic compaction curves (Fukuma).

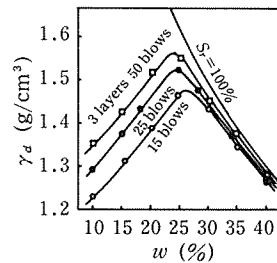


Fig. 2.2.3 Kneading compaction curves (Kawachi).

このようにして締固めた試料に対して、荷重増加比1.0の圧縮試験を $p=0.05 \text{ kg/cm}^2$ (一部 0.1 kg/cm^2) $\sim 51.2 \text{ kg/cm}^2$ (一部 12.8 kg/cm^2) の範囲で行なった。なお、1回の圧縮試験が10日以上にもなるので、この間の試料の w の変化を防ぐために、水浸箱の底に浅く水をはり、表面をビニールでおおった。さらに加圧板の上に口紙を2枚程度のせてつねにこれに水分を与え、試料の上からの蒸発を防いだ。

2.2.4 実験結果と考察

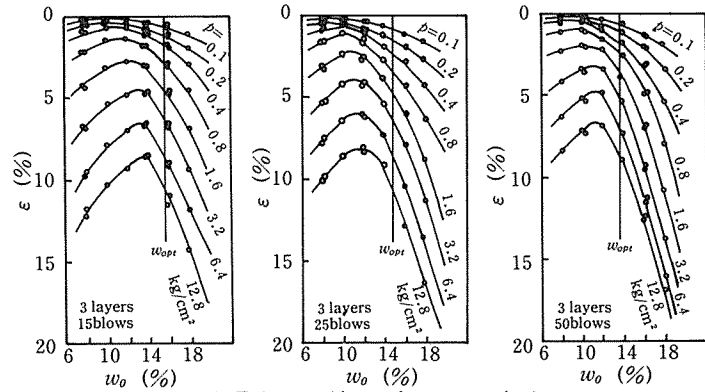
(1) 圧縮ひずみ

圧縮試験において p の増加にともなう試料の累計沈下量を初期試料厚さの百分率で表示した ε を p をパラメータとして w_o との関係で Fig. 2.2.4 に示す。この結果、動的および半動的締固め共に、 ε は w_{op} よりやや乾燥側で最小値を示す。これは締固め土のせん断強さがやはり w_{op} よりやや乾燥側で最大値を示すことと現象的には類似している。せん断強さの場合は、久野²¹⁾ が述べているように、 w_{op} よりやや乾燥側では粒子間の水が各粒子に付着し、その水と間デキの空気との間にメニスカスができ、その表面張力によって粒子間に強いつながりができて強度が最大となる。さらに、Fig. 2.2.5 は一例として福間、河内の $p=12.8 \text{ kg/cm}^2$ における ε を

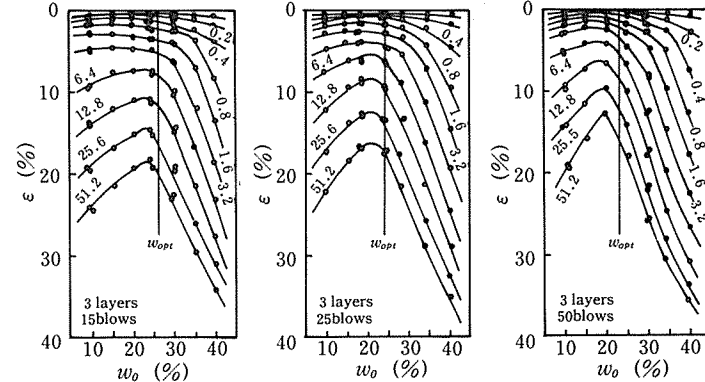
w_o と γ_d の関係であらわしたものである。これによれば、 ε は w_{opt} より乾燥側では γ_d が大きいほど小さく、また γ_d が一定の場合は w の増加につれて大きくなる。しかし、締固め回数を多くすると γ_d が大きくなって w_{opt} が低くなり、この w_{opt} より湿潤側では w の増加と共に ε が急増する。このような傾向は動的、半動的締固め試料ともに同じである。

これらの実験結果によって、 ε は γ_d の大小によって変化する ε_{rd} 成分と、 w の多少による ε_w 成分からなると考えられる。つまり、一定の締固め仕事を加えた場合、 w の変化にともなう ε は Fig. 2.2.6 に模式的に示すように、 ε_{rd} と ε_w の2つの成分であらわれ、これを合成した ε は w_{opt} よりやや乾燥側で最小値をとることになる。さらに、同一の γ_d の場合、湿潤側での ε の方が乾燥側より大きくなる。

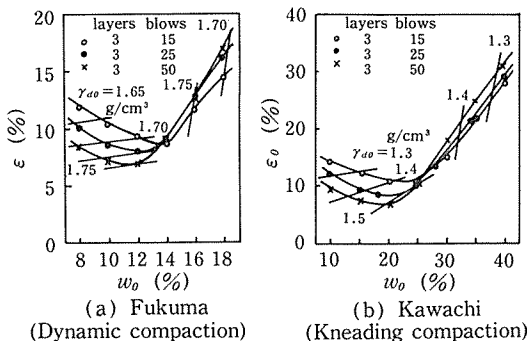
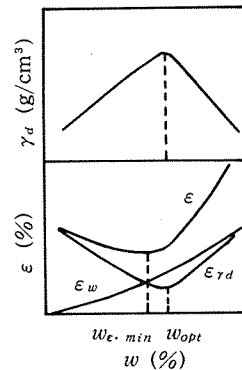
まさ土を締固めることによって粒子破碎を生じることが、その程度は、まさ土の種類、水分状態および締固め仕事量によって異なる。Fig. 2.2.7 は河内の w を w_{opt} に調整して、3層15、25および50回の半動的な突固めを行なった後の粒度分



(a) Fukuma (dynamic compaction)



(b) Kawachi (kneading compaction)

 Fig. 2.2.4 Effect of initial water content w_o and compressive stress p on compressive strain ε .

 Fig. 2.2.5 Effect of initial dry density γ_{d0} and water content w_o on compressive strain ε .

 Fig. 2.2.6 The components of compressive strain ε .

布を砂分, シルト分, 粘土分の変化で示したものである. N の増加によって, 砂分が減少し, 粘土分が増加するが, シルト分にはあまり変化がみられない. 前述のような圧縮特性にもこのような粒子破碎の影響が作用したと考えられる.

(2) 圧縮降伏応力および圧縮指数

締固めによって得られる試料は w_0 や E_c の変化によりそれぞれ異なった間ゲキ比 e_0 を有する. Fig. 2.2.4 に示した ϵ はいずれの w の土もすべて $\epsilon=0$ からの大きさであり, 外見上の沈下の大きさを w, p に対して総体的に把握することは可能であるが, 個々の試料のもつ状態量は明確ではない. Fig. 2.2.8 は Fig. 2.2.4 の ϵ から計算した, 各々の p のもとの e の値を示したものである. これによれば, $p=0 \text{ kg/cm}^2$ すなわち締固め直後の e_0 がその後の圧縮により, 任意の w, p でどのように変化して

いくかが明確となる. この結果, 圧縮開始当初は e は w_{op} で最小となる下に凸の曲線となるが, 静的な p の増加によってその曲線形は次第に変化し, Fig. 2.2.4 に示す $\epsilon \sim w$ 曲線に対応して, e_0 の大きい部分の, 特に湿潤側での e の減少が著しい. p が非常に大きくなると, e はそれぞれの w に対してある限界値に達するであろうが, この場合は高压による粒子破碎の影響などの要素についても考慮すべきであろう.

次に $e \sim \log p$ 曲線を Fig. 2.2.9 に示す. 飽和粘土の $e \sim \log p$ 曲線と同様に曲率最大の点と直線部がみられる. 先に述べたように, 堆積粘土の圧縮降伏応力の求め方として提案されている方法のうち, 一般的に用いられているのは Casagrande の方法と土質工学会案の C_c から C_c' , C_c'' を求めて図解する方法である. 後者の方法は締固め土のように圧縮量が小さくて C_c が 0.13 以下の場合には, $C_c' > C_c$ となって適用できない. また, 藤川ら¹⁰⁾ は圧密試験結果から得られる p と ϵ の関係が, $p, > p$ の弾性圧密領域では $p = a'\epsilon$ (a' : 定数), $p, < p$ の塑性圧密領域では $p = ae^b$ (a, b : 定数) であらわされ, これらはいずれも両対数紙上では 2 本の直線となり, その交点が p_v となることを示している. ここでは p_v を求めるに当って Casagrande の方法を採用し, 新しい案³⁷⁾ が提案しているように, $e \sim \log p$ 曲線を描く場合に e の 0.1 に相当する長さを a , $\log p$ の対数目盛の 1 サイクルの長さを b としたとき, b/a の値は 4~10 の範囲に入るようにした. また,

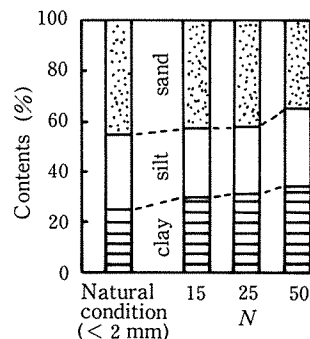


Fig. 2.2.7 Variation of grain size distribution by increase of N (Kawachi).

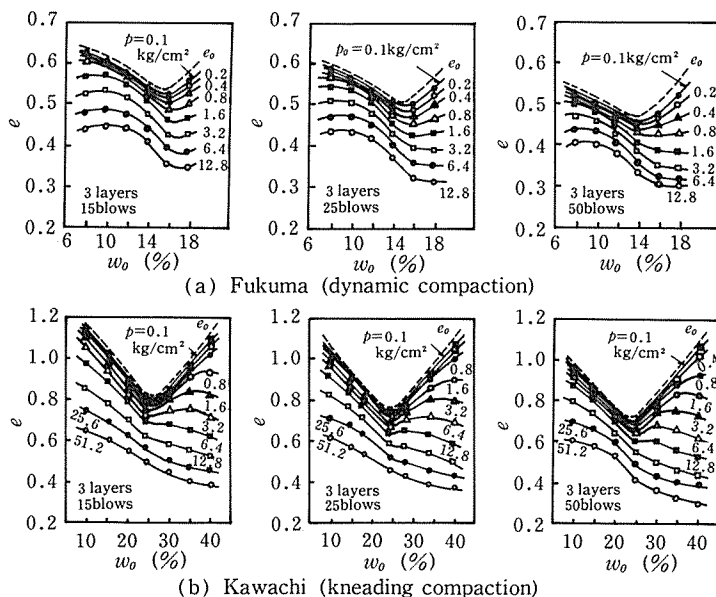


Fig. 2.2.8 Effect of initial water content w_0 and compressive stress p on void ratio e .

C_c は $e \sim \log p$ 曲線の $p_v < p$ での直線部分の勾配とした。河内では p_v の値が相対的に大きく、 p を 51.2 kg/cm^2 まで増加することによって p_v および C_c を求めることが可能となった。このようにして求めた p_v および C_c の値を $w \sim \gamma_d$ 座標の上で等値曲線の形で Fig. 2.2.10 に示す。 p_v および C_c の等値線はいずれも S_r が $65 \sim 70\%$ の線に沿って下に凸の曲線を描く。つまり、 w_{op} が $S_r = 85\%$ 前後の線上にあることから、これよりかなり小さい等 S_r 線上にピークをもつ曲線群となり、この S_r 線より小さい含水状態では、 γ_d が一定の場合、 w の増加によって、 p_v は増加し、 C_c は減少するが、これより大きい水分状態では

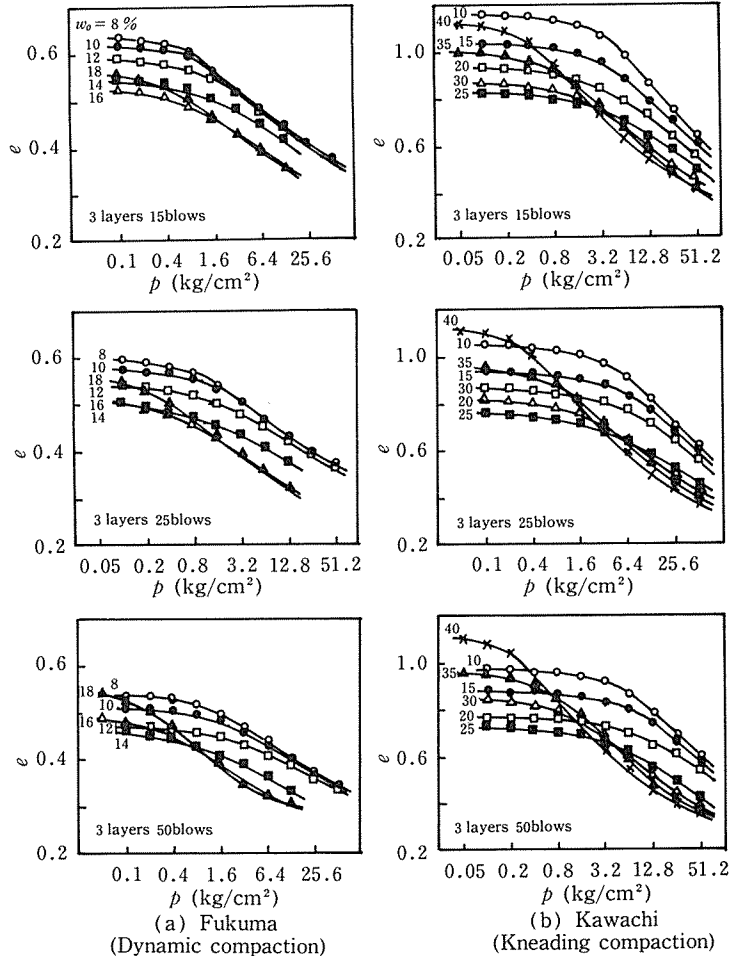


Fig. 2.2.9 Void ratio e -compressive stress p curves.

逆の傾向となる。また、 p_v 、 C_c の値を $\gamma_d \sim p_v$ 、 C_c 座標であらわしたものを Fig. 2.2.11 に示す。前述のように、久野らは p_v 、 C_c が w にほとんど関係なく、 γ_d とほぼ直線的な関係にあるとしているが、Fig. 2.2.10 のように、 p_v 、 C_c の等値曲線が下に凸となることから、 γ_d や w が比較的小さい範囲ではある程度このような関係が認められても、 w が大きくなってくると、 γ_d の増加によって p_v の減少あるいは C_c の増加がおこる。このような現象は、動的に締固めた土のせん断強さを $w \sim \gamma_d$ 座標で表示したときの等値曲線と同様の傾向にある。久野²¹⁾ は締固め土の性質を w の増加にしたがって、半固体状領域、弾性的領域、塑性的領域および半粘性流体的領域の4つの領域に分類しており、塑性的領域以上の含水状態では、変形抵抗および破壊強度はそれ以前の領域に比べて減少するとしている。一方、同一の w の場合でも E_c の変化によって、土はいずれの領域にもなりうる。したがって、高含水比で E_c が大きいほど半粘性流体的性質の度合いも高くなり、変形抵抗が小さくなって前述のような傾向を示すものである。

2.2.5 まとめ

動的あるいは半動的に締固めた壤土の圧縮特性を明らかにするために、標準圧密試験と同様の手法で不飽和状態における圧縮試験を行なって、その圧縮量を求め、さらに圧縮降伏応力や圧縮

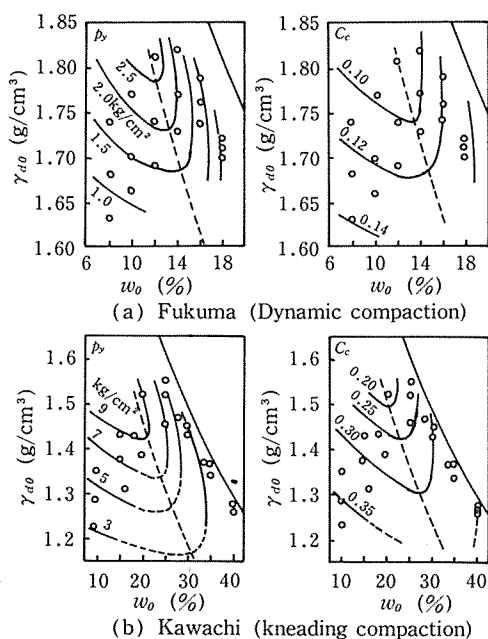


Fig. 2.2.10 Equi-compressive yield stress and equi-compression index curves.

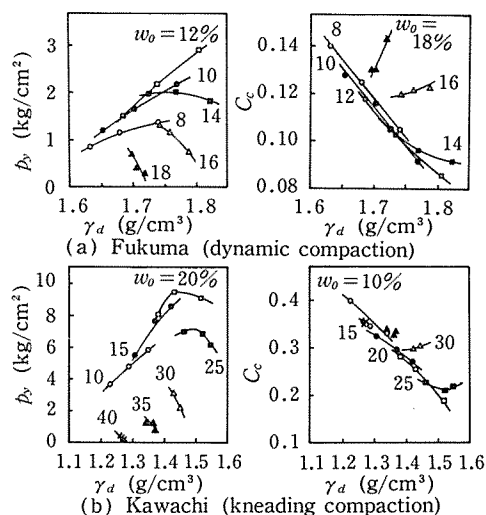


Fig. 2.2.11 Effect of dry density γ_d and initial water content w_0 on compressive yield stress p_y and compression index C_c .

指数について実験的に検討を行なった。その結果、不飽和状態での壤土の圧縮特性は次のような挙動を示す。

- 1) 圧縮応力が一定の場合、圧縮ひずみは最適含水比よりもやや乾燥側で最小値を示す。
- 2) 初期の乾燥密度が一定である場合、最適含水比より湿潤側での圧縮ひずみは乾燥側に比べて著しく大きい。
- 3) 動的あるいは半動的に締固めた土に、土かぶり圧のような静的な応力が付加された後の間ゲキ比は、締固め直後の間ゲキ比が最適含水比で最小値を示すのに対して、圧縮応力の増加とともに湿潤側での値が小さくなる。
- 4) 含水比～乾燥密度座標で表示した圧縮降伏応力および圧縮指数の等値曲線は飽和度65～70%線を対象軸とする下に凸な曲線となる。すなわち、これ以上の飽和度となるような締固めは、圧縮ひずみや圧縮指数を増加させ、圧縮降伏応力を減少させる。

2.3 繰返し静荷重による締固め土の圧縮特性

2.3.1 実験目的

2.2で述べたように、動的あるいは半動的に締固められた土は締固め時に加えられる仕事量に応じた圧縮降伏応力が形成される。この圧縮降伏応力は、長年月にわたる土かぶり圧などによって堆積粘土中に生ずる圧密降伏応力とは、本質的にそのメカニズムが異なる。しかし、締固め土の圧縮試験結果から得られる $e \sim \log p$ 曲線の形は堆積粘土のそれと全く同じであり、締固め盛土の沈下を考える場合の大きい指標となる。動的あるいは半動的な締固め土の圧縮降伏応力の値は、土の含水比および締固め仕事量の変化によって影響を受け、逆にこれらのファクターを変化させることによって、この圧縮降伏応力値をコントロールすることができる。

一方、静的に締固めた土においては、締固めのために加えられる静荷重がこのような圧縮降伏

応力値に等しくなることが明らかにされている。伊勢田ら^{17),18)}は関東ロームおよび砂質ロームを用い、所定の荷重により一次元状態で静的に締固めた土に対して、載荷時間を1時間とした圧縮試験を行なった。この結果、圧縮応力が成形荷重を越えるとひずみが急に増大することを明らかにし、この成形荷重の値が前もって試料に与えられたエネルギーに相当するとして、これを先行圧縮応力値と定義している。また、Yoshimi and Osterberg⁵¹⁾は Vicksburg Silty Clay を静荷重によって締固め、圧縮試験を行なった結果、得られた先行圧密圧力 (Preconsolidation pressure) は締固め時の静荷重とほぼ等しいことを示している。さらに、落合³⁵⁾は粘土にガラスビーズ (直径 1.0 mm) を混入し、その重量混合比を 0~100% の間で変化させた試料に静荷重を加えて締固め、これに対して2時間載荷の圧縮試験を行なった。その結果、混合比が小さい場合は締固め静荷重を境にして圧縮変形が急激に変化するのに対して、混合比が50%を越して粗粒材料になるにつれて締固め静荷重の影響はうすれてくる。つまり粘性土では載荷時間を考慮すれば、1回の静的な載荷によっても載荷応力の影響が圧縮変形に顕著にみられ、その応力に対応したほぼ安定な粒子構造となりうるとしている。

このように静的な締固め応力を付加することによって、比較的粘性な土においては圧縮降伏応力を試料内に与えることができる。このような特性を利用することにより、大型盛土のまき出し土の転圧を行なう場合、上載盛土重量による応力以上の圧縮降伏応力を与えるような締固めを行なえば、盛土完成時の沈下を最少限におさえることが可能となる。

すでに述べたように、堆積飽和粘土内に生ずる圧密降伏応力は土かぶり応力などによって非常に長年月にわたって圧密された結果である。また、粘土層上に築造される構造物などによって付加される応力が、その圧密試験結果から得られる圧密降伏応力と等しくなるためには、やはり長時間を要する。つまり付加応力と圧密降伏応力が一致するためには、圧密が終了することが必要である。

ルーズな状態の土においても静的な締固め応力を付加することによって、圧縮降伏応力をその内部に与えることができる。しかし、堆積粘土と同様に圧縮降伏応力が厳密な意味で締固め応力値と等しくなるのは、土粒子の配列がある締固め応力値に対して安定した状態になった時であり、そのためには締固め応力の載荷時間を非常に長くとる必要があると考えられる。一方、現場においては、まき出し土に対して締固め機械を数回繰返し走行させて締固めるものであり、土は繰返し載荷・除荷を受けて圧縮・膨張を繰返ししながら締固められることによって付加応力に等しい圧縮降伏応力値が得られる。

本節は、このように締固めを繰返して土の圧縮が進行していく過程を明らかにするために、最適含水比付近に調整した含水比をもつルーズな状態の土に、一定な応力を一次的に繰返し載荷することによって現場の締固めをシミュレートした。このようにして得られた、静的締固め応力およびその載荷回数が異なる土に対して、それぞれ不飽和状態のままで標準の圧縮試験を行ない、圧縮に関する諸特性を実験的に論じたものである。

2.3.2 実験方法

試料は佐賀県小城町の八丁ダム築造に使用された2種類のまき土 (試料番号：八丁-1、八丁-2) とし、これらを風乾後、2 mm フルイ通過分を実験に供試した。供試土の物理的性質を Table 2.3.1 に、また粒径加積曲線を Fig. 2.3.1 に示す。さらに、この試料に

Table 2.3.1. Physical properties of soils

	Hatcho-1	Hatcho-2
Specific gravity	2.660	2.673
Liquid limit (%)	38.4	43.6
Plastic limit (%)	24.5	27.3
Plasticity index	13.9	16.3
Triangular classification	Sandy loam	Silty loam

対する標準締固め試験結果を Fig. 2.3.2 に示す。

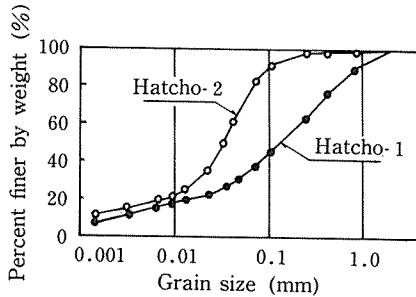


Fig. 2.3.1 Grain size accumulation curves.

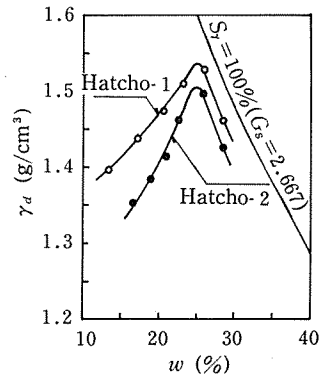


Fig. 2.3.2 Compaction curves.

実験の手順は次のとおりである。

- ① 試料の w_o を w_{op} に等しくする。
- ② 一定重量 W の湿潤土を圧密容器内にルーズな状態に入れる。
- ③ 試料高さ h_o として、 V_o および γ_{io} を一定とする。

このような初期状態を一様にした試料に対して、異なる締固め応力 p_o の先行載荷を載荷時間 10 秒、除荷時間 60 秒のサイクルで N 回繰返し載荷・除荷を行なった試料を作成するとともに、24 時間連続載荷後、24 時間除荷を行なった試料をあわせて作成した。その後、ひきつづいて p が $0.1 \sim 12.8 \text{ kg/cm}^2$ の標準圧縮試験を行なった。

本実験における w_o は、八丁-1 では 23.9%，八丁-2 では 22.8% で、それぞれの w_{op} である 25.0%，24.6% よりわずかに乾燥側にある。また実験装置の大きさを考慮して、 $W=70 \text{ g}$ ， $h_o=2.20 \text{ cm}$ ， $V_o=62.19 \text{ cm}^3$ とし、したがって $\gamma_{io}=1.126 \text{ g/cm}^3$ である。さらに $p_o=0.5, 1.0, 2.0$ および 4.0 kg/cm^2 ， $N=1, 3, 10$ として 24 時間載荷試料も含めて 16 種類の状態の異なる試料に対して圧縮試験を行なった。

2.3.3 実験結果と考察

(1) 24 時間載荷試料の圧縮特性

$\gamma_{io}=1.126 \text{ g/cm}^3$ (八丁-1: $e_o=1.926$, 八丁-2: $e_o=1.915$) であるルーズな状態の土に、それぞれ $p_o=0.5, 1.0, 2.0$ および 4.0 kg/cm^2 の静的な締固め応力を 24 時間載荷し、その後 24 時間除荷した場合に対して圧縮試験を行なった。その結果を $e \sim \log p$ 曲線の形で Fig. 2.3.3 に示す。また、この図には各々の p_o でゆる詰め試料を 24 時間載荷した後の間ゲキ比 (\downarrow 印) を連ねて点線で示している。これは正規圧密状態の飽和粘土における処女圧密曲線に相当するものであり、飽和土の場合、Hvorslev¹³⁾ によれば直線で近似される。不飽和土の場合も 2 つの試料とも、圧縮降伏応力以上の応力においては $e \sim \log p$ 曲線は直線で近似され、 p_o を境にしていわゆる弾性領域と塑性領域に明確に分かれる。そして塑性領域では各曲線とも初期圧縮曲線 (点線) に沿う形となる。

このような $e \sim \log p$ 曲線のデータとなる圧縮試験における各荷重ごとの圧縮ひずみ Δe は Fig. 2.3.4 に示すようなパターンとなる。すなわち、相対的に p の小さい弾性領域では Δe は非常に小さいが、 p が増加するにつれて大きくなり、塑性領域になるとある一定の値を示し、その後小さくなる。この一定値は飽和粘土のように明確にはあらわれないが、これが圧縮指数の大小

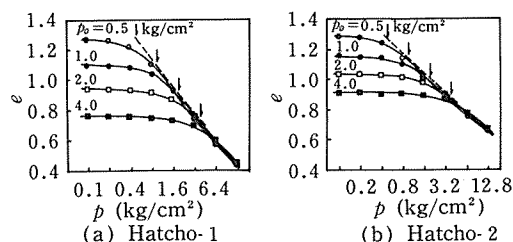


Fig. 2.3.3 Void ratio e ~ compressive stress p curves of samples compacted statically for 24 hours.

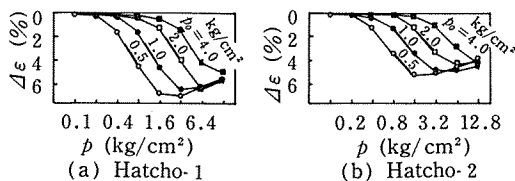


Fig. 2.3.4 Relationships between compressive stress p and compressive strain every load $\Delta\epsilon$.

をあらわすものである。さらに、遷移領域が2つの領域の中間に存在し、変曲点をもつ曲線となり、この間で圧縮降伏応力があらわれる。

次に、 m_v の変化を Fig. 2.3.5 に示す。一般に飽和粘性土の圧密試験において、 m_v は $p < p_y$ の範囲ではほぼ一定であるが、 $p > p_y$ となると m_v は $\log p$ に反比例して減少する⁶⁾。本実験においては、 $m_v \sim \log p$ 曲線は1つのピークを持ち、 p_0 が増加するほどこのピーク値は小さくなり、高荷重域へ移る。一般に m_v は一次元の場合、次式によって定義される。

$$m_v = \frac{\Delta d}{h} \frac{1}{\Delta p} = \frac{d\epsilon}{dp}$$

荷重増加比が1.0の圧密試験では、 p の増加とともに Δp は2倍ずつ大きくなる。このために、 m_v の定義から Δd が相対的に大きく、かつほぼ一定の塑性領域での m_v は p の増加につれて次第に小さくなる。また弾性領域では Δd が小さいためにやはり m_v は小さくなる。乱さない堆積粘土の場合は、これらにはさまれる遷移領域の範囲が狭いために、前述のような傾向となるが、24時間程度の短い静荷重によって締固められた土の場合、粒子配向の安定度が低く遷移領域の応力範囲が広くなる。したがって、 p_0 よりかなり小さい p から Δd は増加しはじめ、 $\Delta d/\Delta p$ 、さらには m_v が増加するものである。

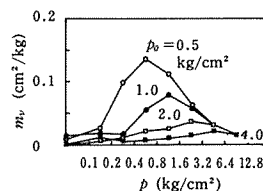


Fig. 2.3.5 Relationships between compactive stress p and coefficient of volume compressibility m_v (Hatcho-1).

- (2) 繰返し応力による
試料の圧縮特性
- 1) 繰返し応力による
圧縮・膨張

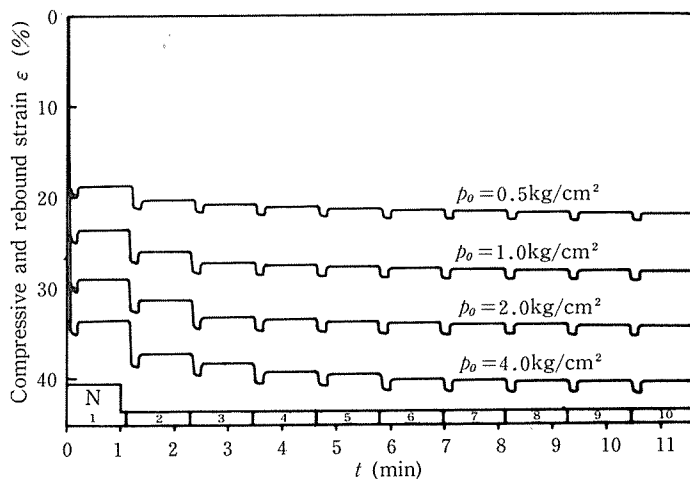


Fig. 2.3.6 Compression and rebound curves (Hatcho-1).

それぞれの p_0 で初期状態の同じ試料に、載荷時間10秒、除荷時間60秒のサイクルで繰返し応力を付加した場合の圧縮・膨張曲線を Fig. 2.3.6 に示す。これらの曲線は、第1回目の載荷に

よって大きい圧縮を示し、その後、除荷・載荷によって比較的小さい膨張・圧縮を繰返しながら、次第に一定のひずみに漸近していく。このような挙動を粘弾性的に考えるならば、Fig. 2.3.7 に示すように、スプリングとダッシュポットを並列に組合わせたフォークトモデルに、これらを直列に配したマックスウェルモデルをさらに直列に組合わせた四要素モデルであらわすことができる。すなわち、ひずみ ε と時間 t の関係が次式であらわされる³²⁾。 $t=0$ で載荷し、 $t=t_1$ で除荷するとすれば、

$$\varepsilon = \frac{p_0}{\gamma_1} + \frac{p_0}{\gamma_2} (1 - e^{-\frac{\gamma_2}{\eta_2} t}) + \frac{1}{\eta_3} p_0 t \quad (0 \leq t \leq t_1)$$

$$\varepsilon = \frac{p_0}{\gamma_2} (1 - e^{-\frac{\gamma_2}{\eta_2} t_1}) e^{-\frac{\gamma_2}{\eta_1} (t-t_1)} + \frac{1}{\eta_3} p_0 t \quad (t_1 < t)$$

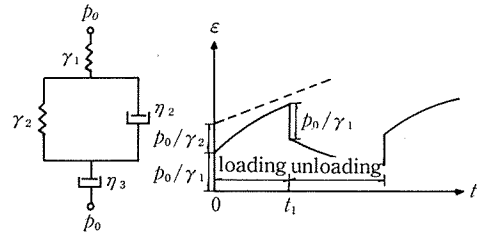


Fig. 2.3.7 Four elements model.

となる。第一式は $t=\infty$ で $\varepsilon=\infty$ となるが、本実験のようにルーズな状態から載荷・除荷を行なっていく場合は、試料は急速に密な状態になり、これにともなって γ_1 , γ_2 , η_2 および η_3 の値は変化し、徐々に大きくなって見掛け上 Fig. 2.3.6 に示すように ε はほぼ一定値に近づく。

初期の試料高さに対する N 回載荷後の圧縮ひずみを ε_{SN} 、除荷後のひずみを ε_{DN} とした場合、 N と ε_{SN} あるいは ε_{DN} との関係は双曲線によってあらわされると仮定した。

$$\varepsilon_{SN} = \frac{N}{a_s + b_s \cdot N} (\%), \quad \varepsilon_{DN} = \frac{N}{a_D + b_D \cdot N} (\%)$$

Fig. 2.3.8 は、双曲線への適合の程度を検討し、係数 a_s , b_s の値を決定するために、 N と N/ε_{SN} の関係を八丁-1 について表したものである。この図より両者はほぼ直線関係にあることから、双曲線表示が可能である。 N と N/ε_{DN} も同様な関係にある。これらの直線のコウ配および切片から求めた係数を Fig. 2.3.9 に示す。いずれの係数も p_0 の増加とともに減少する。さらに N の増加によって ε_{SN} , ε_{DN} ともにある一定値に近づくが、この値はそれぞれ $1/b_s$, $1/b_D$ によって与えられる。

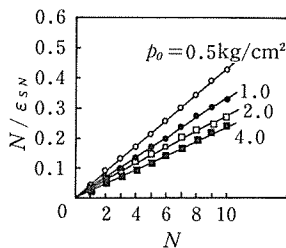
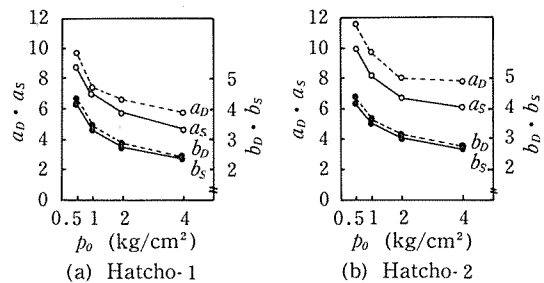
Fig. 2.3.8 Relationship between N and N/ε_{SN} (Hatcho-1).Fig. 2.3.9 Effect of compressive stress p_0 on the values of a_s , b_s , a_D , b_D .

Fig. 2.3.6 に示す圧縮・膨張曲線において、 N の増加につれて ε_{SN} および ε_{DN} が増加していく。この過程を検討するために、Fig. 2.3.10 のような記号にもとづき、次式に定義する諸量について求め、 N との関係で示したのが Fig. 2.3.11 である。

$$\varepsilon'_{SN} = \frac{\varepsilon_{SN} - \varepsilon_{DN-1}}{100 - \varepsilon_{DN-1}} \times 100 (\%)$$

$$\epsilon'_{DN} = \frac{\epsilon_{SN} - \epsilon_{DN}}{100 - \epsilon_{DN-1}} \times 100 (\%)$$

$$\epsilon'_N = \frac{\epsilon_{DN} - \epsilon_{DN-1}}{100 - \epsilon_{DN-1}} \times 100$$

$$= \epsilon'_{SN} - \epsilon'_{DN} (\%)$$

ϵ'_{SN} , ϵ'_{DN} は、 $N-1$ 回目の膨張が終了した段階における試料厚さ（初期試料厚さに対する比率）に対する N 回目までの圧縮ひずみおよび膨張ひずみの比率であり、 ϵ'_N はこれらの差である。したがって、 N 回目の圧縮ひずみ ϵ'_{SN} のうち、 ϵ'_{DN} は弾性ひずみを、 ϵ'_N は塑性（永久）ひずみを表わす。土の初期状態がルーズであり、 $N=1$ での ϵ'_{SN} が非常に大きいために、これを除外した Fig. 2.3.11 に示すように、 ϵ'_{SN} は N の増加とともに小さくなり $N=7$ 程度になると安定した状態になる。これを ϵ'_{DN} と ϵ'_N に分離してみると、 ϵ'_{DN} は $N=2$ から 10 までほとんど変化しないが、 ϵ'_N は N の増加とともに小さくなり、 $N=10$ ではほとんどゼロとなる。つまり、ルーズな土に一次元の繰返し応力を付加すると、永久ひずみは次第に小さくなるが、弾性ひずみは N に関係なくほとんど一定である。

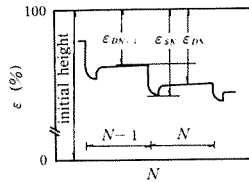


Fig. 2.3.10 Diagram illustrating symbols.

2) 圧縮降伏応力

前述のように繰返し載

荷回数 $N=1, 3, 10$ 回の試料について圧縮試験を行なった。まず各々の条件に対応する静荷重載荷後の $e \sim \log p_0$ 曲線を Fig. 2.3.12 に示す。この図には24時間静的に載荷した試料に対する結果もあわせて示している。この結果、 $p_0=0.5 \sim 4.0 \text{ kg/cm}^2$ の範囲では、同一の N での e は $\log p_0$ に対してほぼ直線的に変化する。そして p_0 および N の増加によって e は小さくなる。これに対して、24時間載荷後の $e \sim \log p_0$ 線は八丁-1、八丁-2 とともに繰返し載荷の $N=3$ と 10 の間に入る。これは、土の締固めを有効に行なうためには、静的に長時間載荷するよりも、同一荷重の載荷・除荷を繰返して行なった方がより効果的であることを示すものである。

所定の繰返し載荷試料および24時間載荷試料に対して、前者は除荷後直ちに、また後者は24時間除荷後 0.1 kg/cm^2 からの段階的な24時間載荷の圧縮試験を行なった。得られた $e \sim \log p$ 曲線を Fig. 2.3.13 に示す。これによれば、それぞれの曲線は p_0 の繰返し回数によって初期間ゲキ比は異なるが、いずれの曲線も p の増加によって曲率最大の点を生じ、さらにこれを越えるとおおむね24時間載荷線付近に収束してくる。

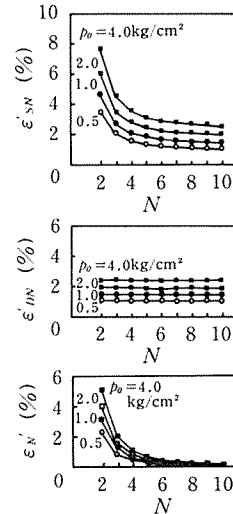


Fig. 2.3.11 Effect of N on compressive strain ϵ'_{SN} , ϵ'_{DN} , ϵ'_N (Hatcho-1).

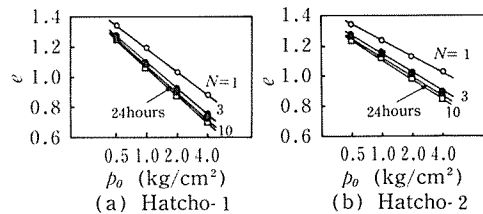


Fig. 2.3.12 Relationships between compressive stress p_0 and void ratio e .

次に、初期状態の異なる16試料の圧縮試験で得られた $e \sim \log p$ 曲線から Casagrande 法によって p_y の値を求めた結果、 p_0 および N が大きくなるにしたがって p_y の値も増加する。 p_0

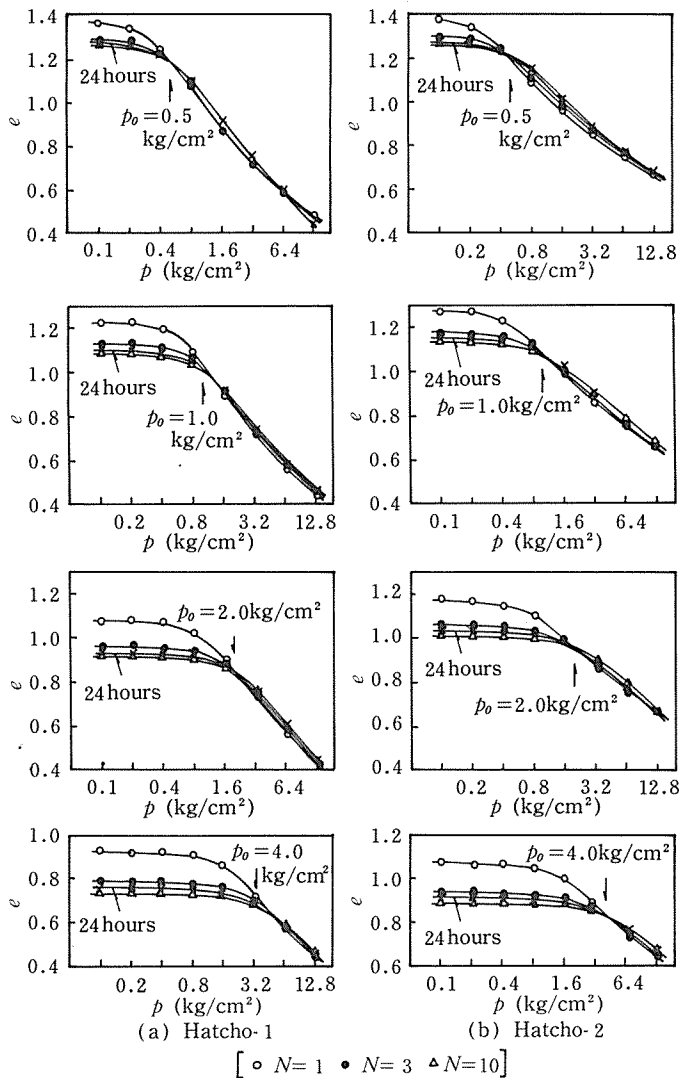


Fig. 2.3.13 Void ratio e -compressive stress p curves.

における p_0 が増加する場合と同様に、 N の増加につれて m_e は小さくなり、かつピーク値は高応力域へ移行する。

2.3.4 まとめ

盛土の現場における機械の繰返し転圧を想定して、ルーズな土に繰返して静的な応力を加えた場合、その载荷回数つまり締固め度の差が土の圧縮特性に与える影響について検討を行なった。その結果は次のように要約される。

- 1) 繰返し载荷試料の圧縮降伏応力は载荷応力ならびに载荷回数の増加につれて大きくなり、体積圧縮係数は逆に小さくなる。
- 2) 载荷応力に対する圧縮降伏応力の比は本試料の場合、回数が5回以下では1より小さく、

と p_y の値を比較すると、 $N < 5$ 程度では、 $p_y < p_0$ となり、 p_y/p_0 の値は $N=1$ で約 0.6、 $N=3$ で 0.8 程度となる。この間では圧縮が未完了で p_0 に対していまだ安定した粒子配列になっていないことを示している。 $N=5 \sim 7$ では $p_y \doteq p_0$ となる。さらに、 $N=10$ 程度になると、 $p_y/p_0 = 1.1 \sim 1.2$ となる。このように試料に加えた p_0 以上の p_y を生ずるのは、試料に定荷重繰返し载荷を行なって作成した供試体に対して圧縮試験 (24 時間ごとの段階的载荷) を行なったことに起因する。また、Fig. 2.3.13 には 24 時間連続载荷試料に対する $e \sim \log p$ 曲線もあわせて示しているが、これより得られる p_y の値は p_0 にほとんどひとしくなり、上に述べたように、これは $N=5 \sim 7$ ($t=5 \sim 8$ 分) の繰返し载荷試料の p_y 値に相当する。

さらに、 p_0 の载荷回数ごとの m_e の値を Fig. 2.3.14 に示す。やはり、Fig. 2.3.5

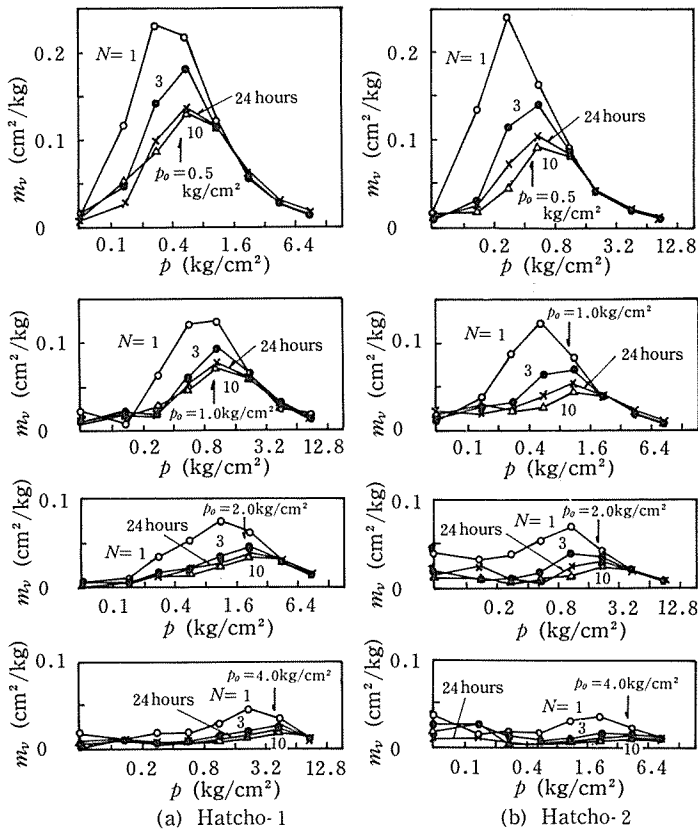


Fig. 2.3.14 Relationships between compressive stress p and coefficient of volume compressibility m_v .

1回で0.6, 3回で0.8程度となる。5~7回ではほぼ1となり、さらに10回程度になると1.1~1.2となる。

3) 静的な24時間連続载荷による圧縮ひずみや圧縮降伏応力にあらわれる締固め効果は、5~7回の繰返し载荷のそれとほぼひとしくなる。

2.4 静荷重によるルーズな土の初期圧縮特性

2.4.1 実験目的

土を締固めて造る構造物、例えばフィルダム、道路、堤防など、あるいは農地造成にともなう基盤の切盛りにおいては、掘削してルーズな状態になった土を運搬し、これを適当な厚さにまき出し、ローラなどの転圧機械によって締固めるという方法がとられている。

土取場において掘削された土の形状は、その土質や掘削方法によっても異なるが、掘削・運搬・まき出し・転圧などの過程で次第に細かく砕けていく。また、盛土敷でのまき出し厚さは一般に土の含水比や密度に関係なく15~20cmとほぼ一定の厚さであることが多い。さらに転圧にはローラ類が使用されるが、これはその重量による静的締固めが大きく寄与している。

このような観点から、本節では、初期厚さが一定で含水比や密度の異なるルーズな土が、静荷重を受けた場合に生ずる初期圧縮量（即時沈下）を実験的に検討した。

2.4.2 実験方法

2.3で使用した2種類のまき土（試料記号：八丁-1, 八丁-2）を実験に供試した。2mmフル

I 通過分に対して標準締固め試験を行なった結果を Fig. 2.3.2 に示す。八丁-1 の $w_{opt}=25.0\%$, $\gamma_{dmax}=1.54 \text{ g/cm}^3$, 八丁-2 では $w_{opt}=24.6\%$, $\gamma_{dmax}=1.48 \text{ g/cm}^3$ である。これより試料の w_{opt} をはさむような10~40%の w_o に調整した。さらに含水比調整後、もう一度2mmフルイにかけてこれを通過するよう小塊を粉状とした。

ルーズな試料の作成方法は、Table 2.4.1 に示すように、 w_o の変化に対して

(I) h_o および γ_{io} が一定の場合

(II) h_o および γ_{do} が一定の場合

の2種類である。本実験においては、装置の関係から $h_o=2.42 \text{ cm}$, $\gamma_{io}=1.023 \text{ g/cm}^3$, $\gamma_{do}=0.819 \text{ g/cm}^3$ とした。試料の作成手順は、直径6cmの円筒形の容器に(I)の場合 各含水比ごとに $W=70 \text{ g}$ の湿潤土を、(II)の場合 各含水比ごとに $W_d=56 \text{ g}$ の湿潤土を、それぞれ $h_o=2.42 \text{ cm}$ の状態でセットした。また土がルーズな状態とは、それが e_{max} を示す状態であるが、 e_{max} は w の変化によって異なり、一般的には w の小さいほど e_{max} も小さくなっている。つまり、本実験のように一定の W の土が容器の中で保ちうる高さは、 w が小さいほど小さくなる。したがって、 $W=70 \text{ g}$ がすべての w_o に対して h_o を保ち得るためには、 $w=0\%$ での e_{max} を求め、これより h_o , γ_{io} を決めておけばよい。八丁-1, 八丁-2 については、 $w=0\%$ で $e_{max} \div 1.6$ である。この結果、 $h_o=2.42 \text{ cm}$, $\gamma_{io}=1.023 \text{ g/cm}^3$ となる。また γ_{do} については、八丁-1 の (I) の実験における $w_{opt}=25\%$ の状態での $\gamma_{do}=0.819 \text{ g/cm}^3$ とした。したがって、ルーズな土とは密な土に対して相対的なものであり、Table 2.4.1 に示すように、(I) の場合、 w の変化につれて e , S_r ともに変化する。また (II) の場合、 e は一定で S_r が変化する。

Table 2.4.1. Initial conditions of soil samples

	Water content $w_o(\%)$	Series I				Series II			
		Wet density $\gamma_{io}(\text{g/cm}^3)$	Dry density $\gamma_{do}(\text{g/cm}^3)$	Void ratio e_o	Degree of saturation $S_{ro}(\%)$	Wet density $\gamma_{io}(\text{g/cm}^3)$	Dry density $\gamma_{do}(\text{g/cm}^3)$	Void ratio e_o	Degree of saturation $S_{ro}(\%)$
Hatcho-1	10.7	1.023	0.924	1.878	15.2	0.907	0.819	2.248	12.6
	16.0	1.023	0.882	2.016	21.1	0.950	0.819	2.248	19.0
	20.4	1.023	0.850	2.130	25.5	0.986	0.819	2.248	24.1
	23.4	1.023	0.829	2.209	28.2	1.010	0.819	2.248	27.6
	29.0	1.023	0.793	2.354	32.8	1.057	0.819	2.248	34.3
	33.7	1.023	0.765	2.477	36.2	1.095	0.819	2.248	39.9
	40.2	1.023	0.730	2.644	40.4	1.148	0.819	2.248	47.5
Hatcho-2	9.6	1.023	0.934	1.862	13.8	0.898	0.819	2.264	11.3
	12.6	1.023	0.909	1.941	17.4	0.922	0.819	2.264	14.9
	16.5	1.023	0.878	2.044	21.6	0.954	0.819	2.264	19.5
	20.6	1.023	0.848	2.151	25.6	0.988	0.819	2.264	24.3
	27.8	1.023	0.801	2.337	31.8	1.047	0.819	2.264	32.8
	34.9	1.023	0.758	2.525	37.0	1.105	0.819	2.264	41.2
	40.8	1.023	0.727	2.677	40.7	1.153	0.819	2.264	48.1

このような初期状態の試料に対して、円筒形の容器と載荷装置を用いて、一次元圧縮を行ないその初期圧縮量を求めた。なお、載荷重は $0.1 \sim 4.0 \text{ kg/cm}^2$ の間で6段階とした。また、初期状態がこのようにルーズで粉体に近い状態にある土の初期圧縮量を求めるに当り、載荷後の沈下量測定は10分間とした。

2.4.3 初期圧縮量

飽和粘土の圧密試験においては、最初の荷重段階における圧密量は、ダイヤルゲージの読みによる全圧密量から初期補正量に相当する圧密量を除いたものと規定している。初期補正值に相当する圧密量は圧密理論が適用されないもので、供試体自体の即時沈下に加えて気泡の圧縮、口紙の圧縮など、いわゆる供試体と加圧板のなじみに関するものが多い⁶⁾。この初期補正值は圧密係数を計算によって求める過程で、いわゆる \sqrt{t} 法、 $\log t$ 法、曲線定規法などによって求められる。 \sqrt{t} 法は圧密初期においては圧密度と時間係数の平方根が直線関係にあること、 $\log t$ 法は沈下曲線の初期部分が放物線であると仮定されること、さらに曲線定規法は圧密理論、をそれぞれ根拠としている。

Fig. 2.4.1 は八丁-1 の $w_o=23.4\%$, $p=0.5 \text{ kg/cm}^2$ および $w_o=33.7\%$, $p=4.0 \text{ kg/cm}^2$ での圧縮量～時間曲線を示す。一般の圧密試験での測定時間に加えて4秒での圧縮量も測定しているが、時間軸を \sqrt{t} にとると初期の部分は完全な直線とはならず、下に凸の曲線となる。したがって、不飽和状態とくにルーズな土の初期圧縮量の決定に前述の方法を適用することは不可能である。

不飽和土の圧縮理論が確立されていないために、ここでは初期の圧縮曲線を

$$d = \frac{t}{a+bt} + d_0$$

なる双曲線で近似できると仮定した。そして $t=0$ での d_0 を求め、これを初期圧縮量とした。双曲線近似が成立つためには、1組の測定値を (t_1, d_1) とした場合

$$\frac{t-t_1}{d-d_1} = (a+bt_1) + \frac{b}{a}(a+bt_1)t$$

となり、 t と $\frac{t-t_1}{d-d_1}$ が直線関係にあることが必要である。Fig. 2.4.1 に示した曲線をこの式に適用した結果を Fig. 2.4.2 に示しているが、直線関係が成立している。また、3.2の締固め土のせん断試験の際の圧縮において得られる圧縮ひずみ～時間曲線(垂直応力の 0.5 kg/cm^2 と 6.0 kg/cm^2 の場合)について同様の処理を行なった結果、Fig. 2.4.3 に示すように、 t と $\frac{t-t_1}{\varepsilon-\varepsilon_1}$ とはほぼ直線関係にあり、締固められた土においても、圧縮が比較的安定するまで双曲線表示が可能であることを示している。

2.4.4 実験結果と考察

Table 2.4.1 に示すように、(I), (II) の実験ともに初期状態が w_o によって変化するために、土粒子部分の高さ h_s 、液体部分の高さ h_w 、気体部分の高さ h_a および間ゲキ部分の高さ h_e の、試料高さ h_o に占める比率も w_o の変化によって異なる。ここで、初期圧縮量 d_0 の h_o , h_e および h_s に対する比率をそれぞれ ε_o , ε_e および ε_s とする。これらの値を w_o をパラメーターとして載荷応力の対数 $\log p$ との関係で Fig. 2.4.4 に示す。載荷は圧密試験のように荷重を一定の増

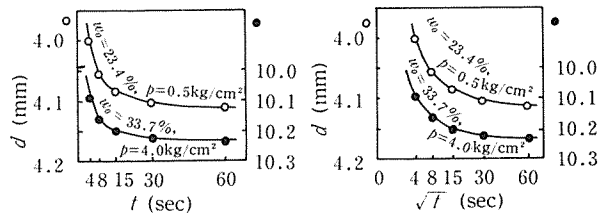


Fig. 2.4.1 Compression curves (Hatcho-1, Series I).

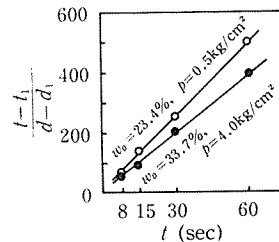
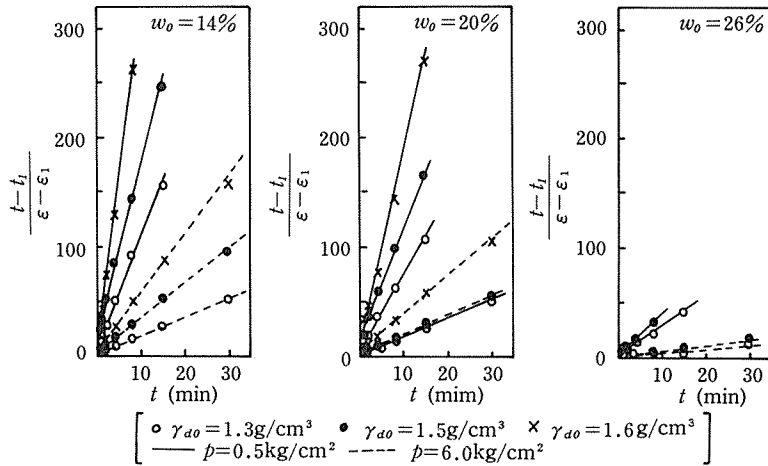
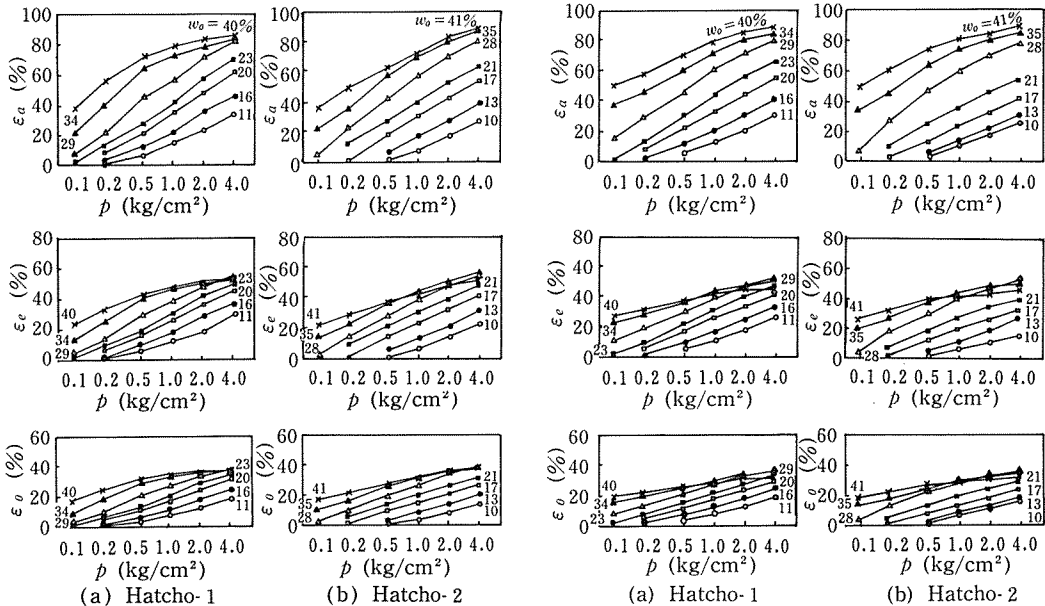


Fig. 2.4.2 Compression time t and $\frac{t-t_1}{d-d_1}$ (Hatcho-1).

Fig. 2.4.3 Compression time t and $\frac{t-t_1}{\varepsilon-\varepsilon_1}$ (Hatcho-1)Fig. 2.4.4 (1) Relationships between compressive stress p and compressive strain ε_a , ε_e , ε_o (Series I).Fig. 2.4.4 (2) Relationships between compressive stress p and compressive strain ε_a , ε_e , ε_o (Series II).

加比で段階的に累加していく方式ではなく、各含水比、各载荷応力ごとに初期状態が同一な試料に対して行なったものである。総体的には、 w_o が同一の場合、 $\log p$ の増加に対して ε_o , ε_e , ε_a の各ひずみともほぼ直線的に増加する。しかし、 w_o が相対的に小さい試料は、ルーズに詰めた状態で自立した場合の密度が大きいため、自重による先行応力が存在し、このために p が小さい範囲では圧縮がみられず、過圧縮の状態となっている。また、 w_o がある程度の大きさ以上になると、曲線のコウ配はゆるやかになり、 p が大きくなっても瞬間的なひずみはほとんど増加しない。このことをより詳細に検討するために、 $p=0.1, 0.5, 1.0, 2.0$ および 4.0 kg/cm^2 の場合の ε_o , ε_e , ε_a を p をパラメーターとして w_o との関係で Fig. 2.4.5 に示す。この結果によれば、 ε_a

の値は w_0 あるいは p とともに増加するが、 $w_0 > 30\%$ 、 $p > 2.0 \text{ kg/cm}^2$ となって ϵ_a が80%以上になると曲線コウ配はゆるやかになり、 ϵ_a は90%程度が限度となっている。これは、一般に土の三相において、固相および液相は非圧縮性とみなしてよく、また動水コウ配の発生による液体の流出には時間をともなうので、載荷後瞬間的な初期圧縮は主に気相の圧縮ならびに排気によって生ずるものと考えられ、 $\epsilon_a \approx 90\%$ の残り10%程度の気体は土粒子と液体の中に閉塞された形となるためである。このような状態になると、その後の圧縮には液体の流出が必要となる。一方、 ϵ_0 あるいは ϵ_s の値も w_0 とともに増加する。これは土粒子をとりまく水分の増加によって圧縮性が増し、また (I) の場合は e_0 も増加して d_0 が大きくなるためである。しかし、 p の大きい部分で w_0 が30%以上になると、これらの値は逆に減少してくる。これは、 w_0 の増加によって h_s が小さくなり、しかも ϵ_a があまり増加しないために、 $d_0 = \epsilon_a \cdot h_s$ の値はむしろ小さくなって、増加する h_s ((II) の場合は一定の h_s) あるいは一定の h_0 に対する比率は減少することになるからである。

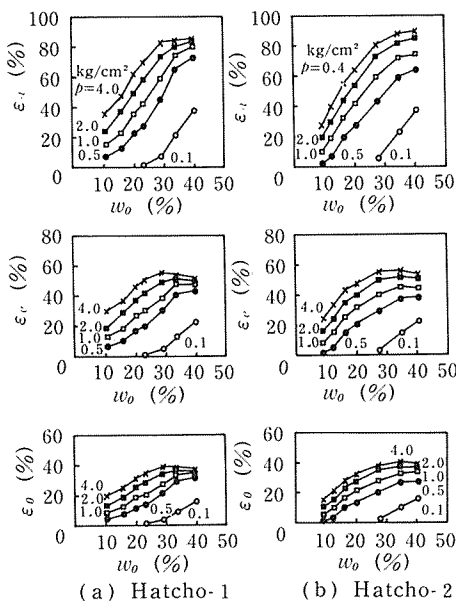


Fig. 2.4.5 (1) Relationships between initial water content w_0 and compressive strain ϵ_a , ϵ_s , ϵ_0 (Series II).

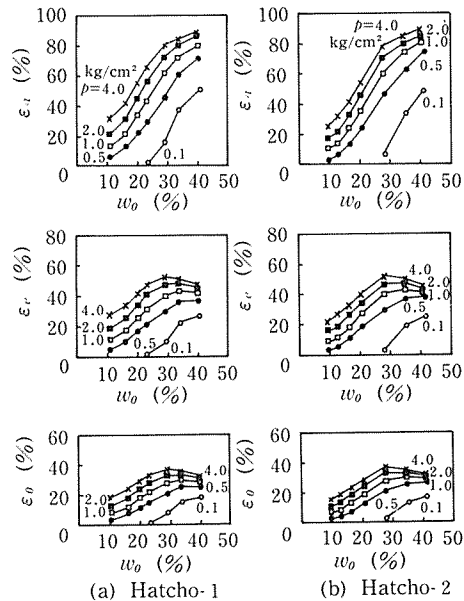


Fig. 2.4.5 (2) Relationships between initial water content w_0 and compressive strain ϵ_a , ϵ_s , ϵ_0 (Series I).

次に、Fig. 2.4.4 の ϵ_0 、すなわち d_0 の h_0 に対する比率から求めた試料の e の変化を同様に w_0 をパラメーターとして $\log p$ との関係で Fig. 2.4.6 に示す。 d_0 あるいは ϵ_0 は初期状態は異なるが h_0 が一定な試料のひずみ量のみを示すものであるが、 e で表示することによって初期圧縮沈下後の試料の状態を知ることができる。(I) の場合は、 w_0 の変化によって e_0 が異なる。このような状態の試料に対する $e \sim \log p$ 曲線は、 $w_0 = 30\%$ 程度までは Fig. 2.4.6 の (I) の結果にみるように比較的規則正しいパターンを示し、飽和粘土の w_0 のちがいが与えるパターンと非常に類似している。また、Fig. 2.4.4 の w_0 の小さい部分ではじめて圧縮を生じる応力は、 $e \sim \log p$ 曲線ではほぼ圧縮降伏応力としてあらわれてくる。正規圧縮領域では、圧縮指数に対応するような直線部分がほぼ平行にあらわれ、 w_0 が小さいほど e は大きい。 w_0 が30%以上になると ϵ_0 の減少に符合して e の減少はゆるやかになる。さらに、(II) の場合は、 w_0 は変化するが e_0 は一定

である. このような状態での $e \sim \log p$ 曲線は Fig. 2.4.6 の (II) のようになり, 同一の e_0 から出発する曲線群となる. この場合もやはり, $w_0 > 30\%$ になると規則的なパターンがくずれてくることがわかる. (I), (II) の実験の結果をあわせて, 試料の初期飽和度 S_{r0} および初期圧縮後の飽和度 S_r と ϵ_0 の関係を Fig. 2.4.7 に示す. $S_{r0} = w_0 \cdot G_s / e_0$ であり, 同じ S_{r0} でも w_0 と e_0 の組合わせは無数にある. このような S_{r0} を用いて (I), (II) の2つの実験結果をあわせて図示した結果, ϵ_0 は各荷重ごとにある S_{r0} でピークをもつ曲線となる. さらに初期圧縮によって S_{r0} は S_r へと増加し, p が大きいほどその増加量は大きく, S_{r0} の場合と同様にピークをもつ曲線となる.

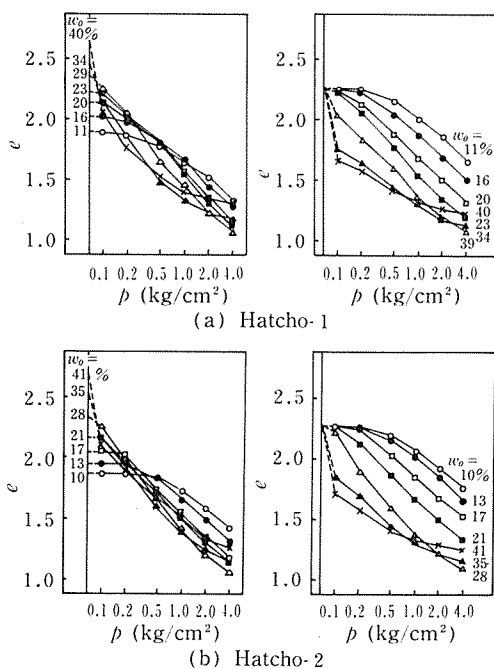


Fig. 2.4.6 Relationships between compressive stress p and void ratio e .

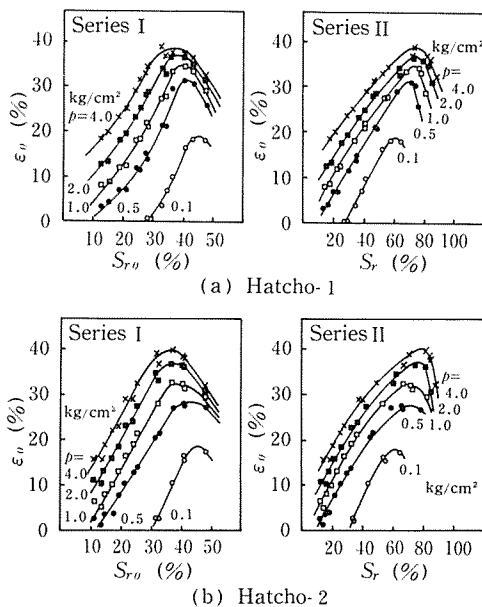


Fig. 2.4.7 Relationships between initial degree of saturation S_{r0} , degree of saturation after compression S_r and compressive strain ϵ_0 .

2.4.5 まとめ

まき出し厚さ一定のルーズな土を転圧する場合の初期圧縮量について検討するために, 初期厚さ一定の試料に対して静荷重を載荷し, 初期状態 (含水比や密度) の変化がこれに与える影響について実験的に解明した. なお, 初期圧縮量の決定にあたっては, 時間～圧縮量曲線を $d = \frac{t}{a+bt} + d_0$ なる双曲線にあてはめ, d_0 をその値とした. 実験結果をまとめると次のようになる.

初期の試料の高さ, 間ゲキ部高さおよび気体部高さに対する初期圧縮量の比を ϵ_0 , ϵ_s , ϵ_a とすると,

1) いずれのひずみも含水比が同一の場合, 荷重の対数と共にほぼ直線的に増加するが, 含水比が相対的に大きくなると増加はゆるやかになる.

2) 荷重が同一の場合, 含水比の増加と共にいずれのひずみも増加するが, ϵ_a が80%以上になると ϵ_0 , ϵ_s の増加はにぶり, 85%をこえると ϵ_0 , ϵ_s は逆に減少する.

3) ϵ_0 は荷重が同一の場合、ある特定の初期飽和度で最大値を示し、この飽和度は荷重の増加と共に漸減する。

4) 3) と同様に、圧縮後の飽和度と ϵ_0 も同様な関係となるが、 ϵ_0 が最大となるこの飽和度は荷重の増加と共に大きくなる。

第3章 締固め土のせん断強度特性

3.1 概 説

盛土を締固めることの最大の目的はせん断強さを高めることであろう。土に締固め仕事を加えると、土粒子の配列がかわり、密度が高められる。この結果、細粒土では土粒子相互の距離が近づき、電気化学的な性質によって付着力が増大し、また粗粒の土では粒子相互のかみ合わせが良くなり、せん断強さは増加する。一般に、締固めによって密度の増加はわずか5~10%程度であるが、せん断強さをはじめ工学的な性質に与える効果は非常に増幅される。

盛土の安定的かつ経済的な設計を行なうに当っては、施工終了後にあらわれる締固め土のせん断強さを正確に予想する必要がある。このためには、せん断強さに影響する諸要因ごとにこれを定量的に把握しておかなければならない。特に最近のように盛土が大型化している現状では、その安全性、耐久性は一層重要なものとなってくる。

このような土のせん断強さを求めるための室内におけるせん断試験は、直接せん断や間接せん断などせん断機構のちがいや、せん断前の試料の圧密・非圧密、せん断中の排水・非排水などのような過剰水圧をもった間ゲキ水の処理方法によって種々の組合わせが存在する。これらをどのように選択するかは、本質的には現地における土の破壊に至るまでの過程を、室内実験によっていかにうまく再現しうかが前提となる。現在、室内で行なわれているせん断試験の方法としては直接（一面）せん断試験、三軸圧縮試験および一軸圧縮試験などがある。

締固め土の強度特性は締固め時の含水比、締固めエネルギー、締固め機械（方法）および締固め後の水浸の程度などによって影響される。

Lambe²⁴⁾ は動的に締固めた土の構造を含水比の変化に対応して、概念的に次のように説明している。 w_{op} より乾燥側では、粒子間の斥力が減少し、低い程度の配列と低い密度をもつ綿毛構造となる。含水比が w_{op} 付近になると粒子はより規則的な配列と高い密度をもつようになる。さらに w_{op} より湿潤側では、含水比の増加によって粒子間斥力は増大し、粒子は平行な配列と密な状態への移行が可能となる。さらに、Lambe²⁵⁾ はこのような概念と締固め土のせん断特性との関連づけを行なった。

また、Sweed ら^{40), 41)} は締固め土のせん断強さに影響する前述のような諸要因に対する土の構造の影響を実験的に明らかにしている。

我が国においても、締固め土の強度特性に関するいろいろな側面からの研究が数多くみられる。

一方、まさ土の強度特性に関する研究としては、近畿・中国地方に分布するまさ土を対象としたものが多い。締固めたまさ土の強度は、鉱物組成、風化の程度、浸水および土粒子破碎などによって影響されるといわれている⁹⁾。これらの研究を分類すると、いずれも締固めまさ土の強度に影響する要因を挙げ、これと強度特定との関連性について検討している。小田ら³⁶⁾ は風化の程度とせん断強さの関係について、福田⁷⁾ は応力履歴との関連性について、また、西田ら³³⁾ は締固めならびにせん断時の拘束圧の負荷による土の粒子破碎が強度に与える影響について、さらに、福田ら⁸⁾ は一定の垂直応力とせん断応力が作用している土へ浸水した際におこるせん断強さ

の低下について、それぞれ研究を行ない、まさ土の特殊性を強調している。

3.2 締固め土の圧縮等体積せん断特性

3.2.1 実験目的

直接せん断試験（一面せん断試験）は、実際に最もしばしば出会う二次元の安定問題と相似な平面変形の条件であることがひとつの強みで、このため中間主応力の影響が——もしあるとすれば——実際と同じになる²⁶⁾ こと、操作が簡単であること、あるいは試料が比較的少なくてよいこと、などのために三軸圧縮試験に比べて有利である。一方、最大の欠点として非排水せん断ができないこと、せん断中の有効応力の変化を追跡できないこと、などが従来より挙げられていた。しかしこれらの点も三笠²⁸⁾ が試作した改良型の一面せん断試験機を使用して等体積せん断を行なうことによって解決されている。

本実験は、締固めた壤土の圧縮特性、全応力および有効応力に関するせん断特性ならびに両特性の関係を明らかにするために、動的ならびに静的に締固めた種々の初期状態（含水比、乾燥密度）を有する試料を作成し、前述の改良型一面せん断試験機を用いて、圧縮（圧密）等体積せん断を行なった。さらに、不飽和状態で締固められた土が浸透水などによって飽和化した場合、その強度特性の変化を明らかにすることは土構造物の長期安定に不可欠であることから、同様の初期状態をもつ不飽和試料の水浸（飽和）後についても実験検討を行なった。

3.2.2 実験方法

実験に供試した土は2.3.で使用した八丁ダムの用土2種類（試料記号：八丁-1、八丁-2）に、佐賀市久保泉で採取したまさ土（試料記号：久保泉）を加えた3種類である。久保泉は、土粒子比重2.614、非塑性的で三角座標分類では砂に属する。これら3試料の粒径加積曲線をFig. 3.2.1に示す。

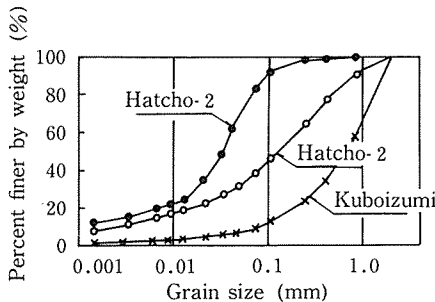


Fig. 3.2.1 Grain size accumulation curves.

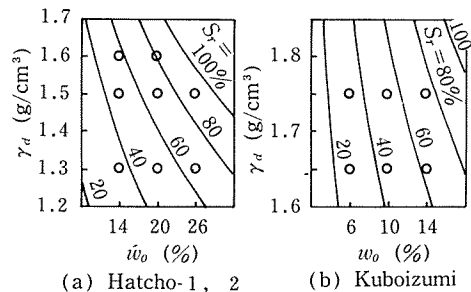


Fig. 3.2.2 The initial condition of samples.

せん断試料の作成は、八丁-1、八丁-2は動的ならびに静的な締固めにより、また久保泉は動的締固めによった。さらに試料の初期状態は、Fig. 3.2.2に示すように、締固め試験結果を考慮して、八丁-1、八丁-2では $w_0 = 14, 20, 26\%$ 、 $\gamma_{d0} = 1.3, 1.5, 1.6 \text{ g/cm}^3$ を組合わせた8点の、また久保泉は $w_0 = 6, 10, 14\%$ 、 $\gamma_{d0} = 1.65, 1.75 \text{ g/cm}^3$ を組合わせた6点の (w_0, γ_{d0}) に調整した。

土の締固めは、試料を所定の w_0 に調整したのち、動的締固めは直径6cmのモールドと重量1.1kg、落下高さ30cmのランマーを用い、層数は1とした。突固め回数はあらかじめ実験によって求めたFig. 3.2.3に示すような N と γ_d の関係から、所定の γ_d が得られるように決定した。静的締固めは、所定の湿潤重量をもつ土を同じモールド内に入れ、同径のピストンを通してCBR用ジャッキによって一定の容積（つまり一定の γ_{d0} ）になるよう静的に圧縮し、粒子配

向の安定度を高めるために1時間载荷状態のままで放置して行なった。なお、せん断試料の均質化をはかるために、モールド下部に圧密リング（直径6cm、高さ2cm）をはめこむことができるようにして、モールド内でのせん断試料作成位置を一定とした。

せん断試験は、改良型（三笠式）一面せん断試験機を用い、そのせん断方法は圧縮等体積せん断とした。実験に際しての σ は0.5, 1.0, 2.0, 3.0, 4.0および6.0 kg/cm²とし、圧縮時間は30分～1時間で、飽和度が高い試料については一次圧密が完全に終了するまでとした。次に、水浸による飽和土のせん断に当っては、同様の試料にせん断箱内で所定の垂直応力を付加したのち、一定時間経過後、Fig. 3.2.4に示すような注水ポンプを用いて試料下部のポーラスストーンより水浸させ、圧縮量を測定するとともに、上部ポーラスストーンよりの排水によって飽和を確認し、かつ沈下が安定するまでその量を測定した。その後、前に述べたと同様の等体積せん断を行なった。

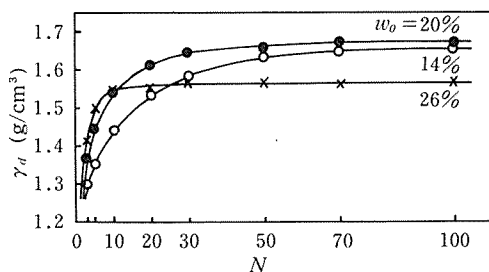
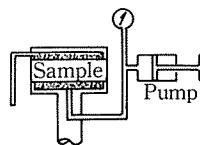
Fig. 3.2.3 Variation of dry density γ_{d0} with blow number N .

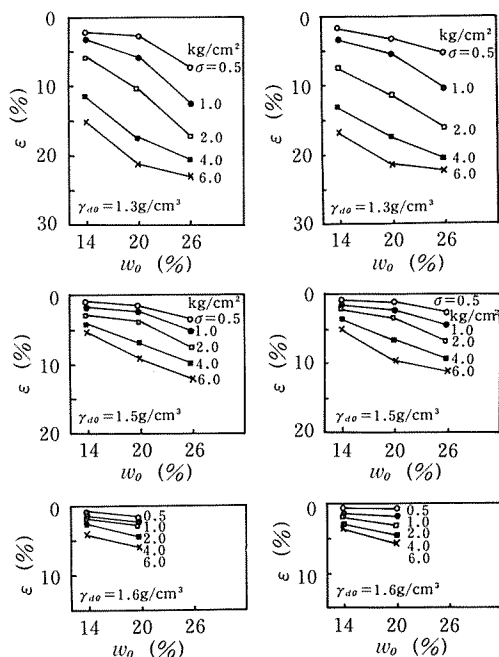
Fig. 3.2.4 Inundation apparatus.

また、このような等体積せん断におけるせん断速さは、せん断変位の進行にともなって生ずる試料厚さの変化をゼロに保つために、垂直応力の変化を十分に追随させうる程度のもでなければならない。本実験において、標準的なせん断速さ 1 mm/min. を中心にして、0.30, 0.57, 1.07, 1.50, 1.97 および 2.40 mm/min. の各速さで等体積せん断を行なった結果、得られたベクトルカーブには、その形、大きさにほとんど差がみられなかった。したがって一面せん断試験の標準的なせん断速さである 1 mm/min. 程度でせん断を行なった。なお、実験の結果によると平均せん断速さは 0.9 mm/min. であった。

3.2.3 実験結果と考察

(1) 垂直応力の载荷による圧縮ひずみ

所定の γ_{d0} になるように締固めた後、せん断に先立って σ によって圧縮(圧密)を行なう。この場合の载荷は、標準圧密試験のような段階的な载荷ではなく、所定荷重を一度に载荷したものである。これによって生ずる圧



(a) dynamic compaction (b) static compaction

Fig. 3.2.5 Effect of initial water content w_0 , initial dry density γ_{d0} and compressive stress σ on compressive strain ϵ (Hatcho-1).

縮ひずみ ε は, Fig. 3.2.5 に示すように, γ_{d0} , w_0 および σ によって異なる. 一般的には σ ならびに w_0 の増加および γ_{d0} の減少によって ε は大きくなる.

また, このような ε から計算される圧縮終了時の各試料の e を $e \sim \log \sigma$ 曲線の形で Fig. 3.2.6 に示す. 締固めによって圧縮降伏応力が形成され, $0.5 \sim 6.0 \text{ kg/cm}^2$ の範囲の σ は w_0 , γ_{d0} の値いかんによって, 正規圧縮, 過圧縮領域のいずれかとなる. 本実験の場合, 八丁-1, 八丁-2 では, $\gamma_{d0} = 1.3 \text{ g/cm}^3$ の試料はほぼ正規圧縮状態, $\gamma_d = 1.5, 1.6 \text{ g/cm}^3$ ではほとんど過圧縮状態に属する. また, 久保泉ではすべて過圧縮状態にある. これらの $e \sim \log \sigma$ 曲線の結果をみると, w_0 が同じ場合, 締固めの程度のちがいによって初期の γ_{d0} あるいは e_0 に差があっても, σ の増加によって正規圧縮領域に達すると, その処女圧縮曲線はほぼ同一線上に重なる (Fig. 2.3.13). これは, 鬼塚ら³⁸⁾ が白色粘土を静的に締固めて行なった実験結果と同様である. なお, その後のせん断を等体積状態で行なうために, このような圧縮によって生じた e は試料のせん断破壊時まで同じ値に保たれることになる.

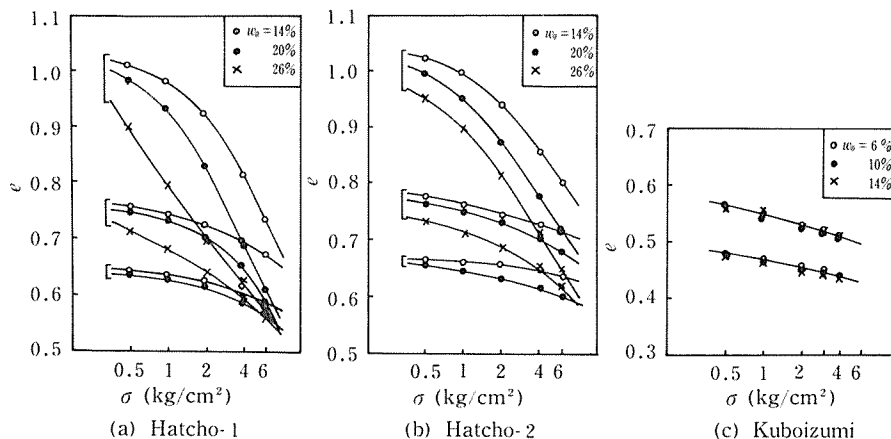


Fig. 3.2.6 Void ratio e -normal stress σ curves (Dynamic compaction).

さらに, $e \sim \log \sigma$ 曲線から得られる σ_y の大きさは試料作成時に付加される動的な突固め回数 (あるいは締固め仕事量) または静的な圧縮応力によって決定される. 八丁-1 の場合, σ が $0.5 \sim 6.0 \text{ kg/cm}^2$ の範囲であり, すべての試料の σ_y を $e \sim \log \sigma$ 曲線から求めることは不可能であるが, Casagrande の方法によって得られた σ_{yd} , σ_y のそれぞれ4つの値と, 全試料の N (あるいは E_c) と p_0 の値の関係を Fig. 3.2.7 に示す. この結果, 本実験の範囲では N と p_0 は直線関係にあり, メカニズムの異なる2つの締固め方法が互いに比例して密度増加に寄与することがわかる. また σ_{yd} と σ_y は測定値は少ないが, いずれも p_0 値と比較的よく一致している. これは

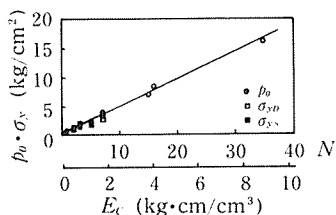


Fig. 3.2.7 Relationships between compactive effort E_c , blow number N , static compressive stress p_0 and compressive yield stress σ_y (Hatcho-1).

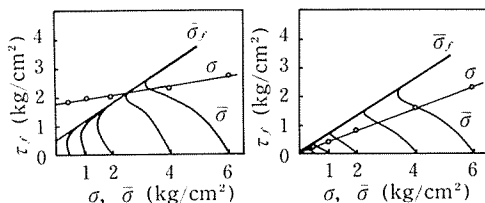


Fig. 3.2.8 Vector curves and rupture lines (Hatcho-1).

静的に締固めた土の圧縮試験によって得られた σ_c が試料に加えられた p_0 と一致するという伊勢田ら¹⁷⁾ の試験結果と符合する。

(2) 圧縮等体積せん断強さ

圧縮等体積せん断強さは、せん断前に垂直応力によって試料の圧縮を行ない、その後、体積が一定に保たれるように垂直応力を増減させながらせん断応力を付加するものである。この試験は三軸圧縮試験における飽和土の圧密非排水試験に相当するものであり、得られたせん断強さは各々の垂直応力のもとで圧縮したのちの非排水（気）強さとなる。また、Fig. 3.2.8 に例示するように、垂直応力はせん断の進行にしたがって描かれるベクトルカーブに沿って増減し、せん断破壊時の垂直応力は有効応力である^{1),6)}。

初期状態の異なる試料に対して、 σ を変化させて得られる τ_f の値は次のような特性を示す。つまり、過圧縮比が比較的小さい状態から正規圧縮状態にまたがる応力状態にある八丁-1、八丁-2 の場合、 σ が小さい範囲 ($\sigma < 2 \text{ kg/cm}^2$) では、 τ_f は締固め直後の状態によって影響され、 γ_{d0} が一定の場合、 w_0 が大きいほど小さくなる。しかし、 σ が増加して 4 kg/cm^2 以上になると、相対的に w_0 が大きい範囲で再び τ_f の値が大きくなる。例えば、 $\gamma_{d0} = 1.5 \text{ g/cm}^3$ で $w_0 = 20\%$ より 26% での τ_f が大きい値を示す。この様子を八丁-1、八丁-2 の $\gamma_{d0} = 1.5 \text{ g/cm}^3$ の場合について Fig. 3.2.9 に示す。さらに、これらの試料の τ_f 値を破壊時の状態量、すなわち w と γ_d との関係で示したのが Fig. 3.2.10 である。 $w_0 = 26\%$ の場合は、 $\sigma = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ 以上で圧縮されると S_r は 100% となって、いわゆる圧密がはじまり、ゼロ空ゲキ曲線に沿って w が減少していく。この図の実線は等 σ 線を、点線は等 τ_f 線を示している。これより、高含水比側で大

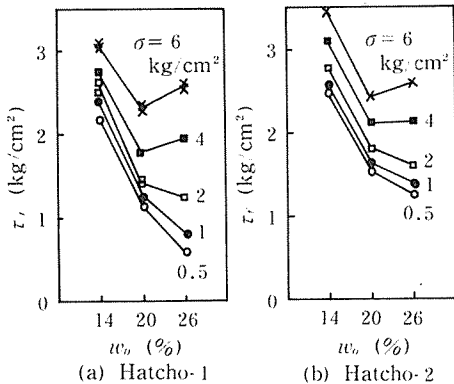


Fig. 3.2.9 Effects of initial water content w_0 and normal stress σ on shear strength τ_f (Dynamic compaction, $\gamma_{d0} = 1.5 \text{ g/cm}^3$).

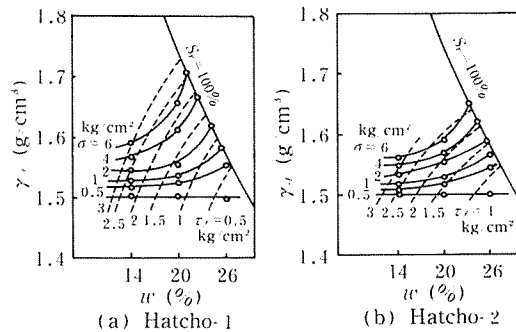


Fig. 3.2.10 Relationships between shear strength τ_f , water content at failure w and dry density γ_d (Dynamic compaction, $\gamma_{d0} = 1.5 \text{ g/cm}^3$).

きい σ を付加した場合の τ_f の増加率が、低含水比側のそれより大きくなるのは、 σ の付加により圧縮量が増加して γ_d が大きくなることと、圧密によって w が減少することによって、Fig. 3.2.10 において点線より実線のコウ配が大きくなるためである。すなわち、 $\gamma_{d0} = 1.5 \text{ g/cm}^3$ の状態では σ を付加した場合、 w_0 のちがいでによって圧縮量が異なり、破壊時の γ_d が変化する。また w_0 の大きい領域では圧縮量が非常に大きくなると $S_r = 100\%$ になって、 w_0 は減少していく。したがって破壊時の状態は初期状態と全く異なってくる。このため、 γ_d が一定の場合は w の増加とともに τ_f は小さくなるが、 σ が一定の場合 ($\sigma > 4 \text{ kg/cm}^2$) は τ_f は高含水比側で大きくなる。このような傾向は八丁-1、八丁-2 の $\gamma_{d0} = 1.3 \text{ g/cm}^3$ の場合についても同様であるが、砂分に富んでくると久保泉では $\sigma = 0.5 \sim 0.6 \text{ kg/cm}^2$ の範囲内では、 σ のいかにかわらず w_0

が大きくなるにつれて τ_f は減少する傾向にある。

3種類の試料土の等体積せん断のうち、八丁-1と久保泉についての結果を、 τ_f と σ , $\bar{\sigma}_f$ の関係で Fig. 3.2.11 に示す。なお、八丁-2の結果は八丁-1と同様な傾向を示す。

全応力で表示した σ と τ_f の関係曲線のコウ配は σ の増加に伴う非排水強さの増加率を示す。Fig. 3.2.6 の $e \sim \log \sigma$ 曲線にあらわれる σ_v の存在によって、 $\sigma \sim \tau_f$ 曲線は正規圧縮領域と過圧縮領域に分かれ、そのコウ配である ϕ_{cu} の値は異なる。

また、圧縮等体積せん断においては、せん断前に付加される垂直応力によって発生する間ゲキ圧を十分に消散させたのち、体積を一定に保ったままでせん断を行なうために、間ゲキ圧もゼロに保たれる。したがって、せん断中の試料の膨張収縮特性に対応して σ は変化し、これが有効応力となる。試料の破壊時の有効応力を $\bar{\sigma}_f$ 、間ゲキ圧を u_f とすれば、

$$u_f = \sigma - \bar{\sigma}_f$$

である。この u_f の値の変化を八丁-1の場合について Fig. 3.2.12 に示す。一般に、飽和土の三軸圧縮試験において発生する間ゲキ水圧は次式であらわされる⁴²⁾。

$$\Delta u = B[\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)]$$

さらに、圧密非排水試験においては、圧密終了時に $B\Delta \sigma_3$ はゼロとなるので、せん断破壊時に発生する間ゲキ水圧は

$$\Delta u_f = AB(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)_f = \bar{A}_f(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)_f$$

となる。この式を等体積直接せん断の結果に適用して \bar{A}_f 値を求めるためには、 τ_f 値より $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ を求めることが必要である。一般に Fig. 3.2.13 に示すように、有効応力に関するクーロン

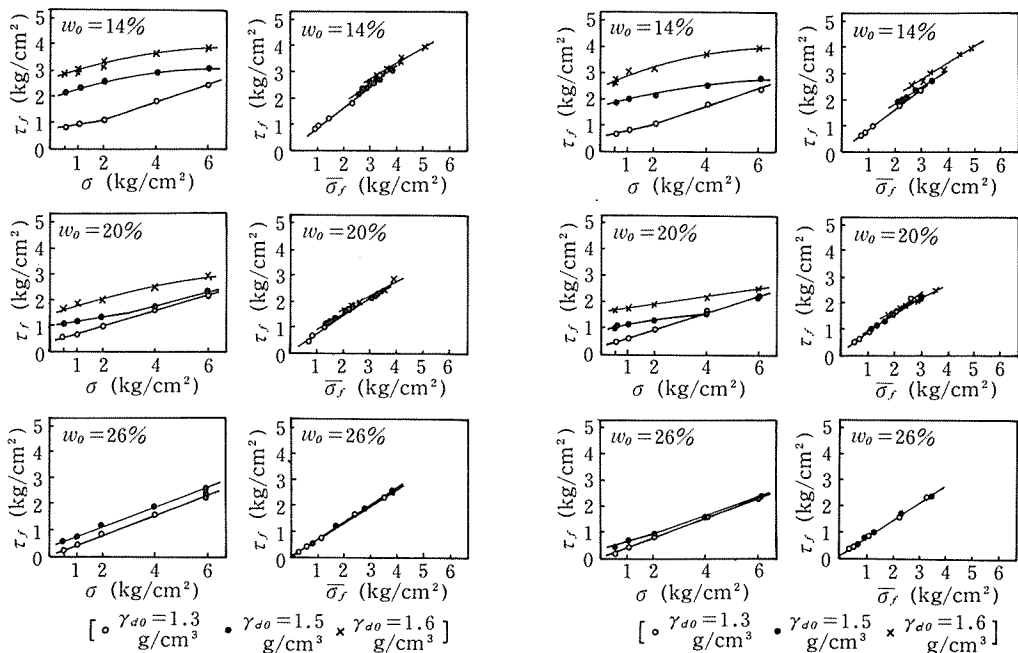


Fig. 3.2.11 (1) Rupture lines in terms of total and effective stress (Hacho-1, Dynamic compaction).

Fig. 3.2.11 (2) Rupture lines in terms of total and effective stress (Hacho-1, Static compaction).

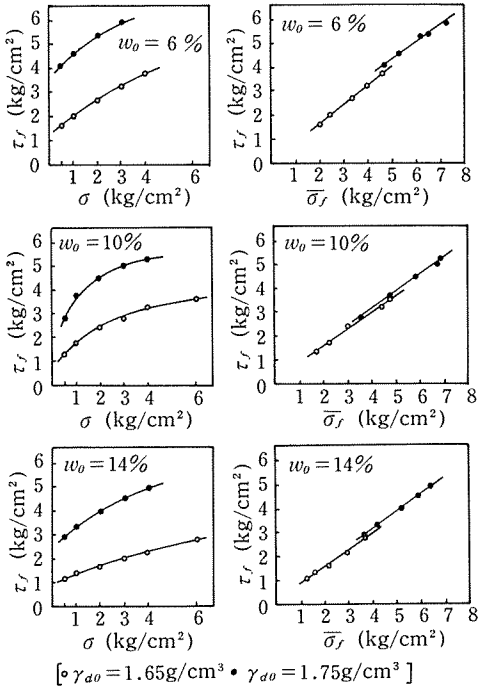
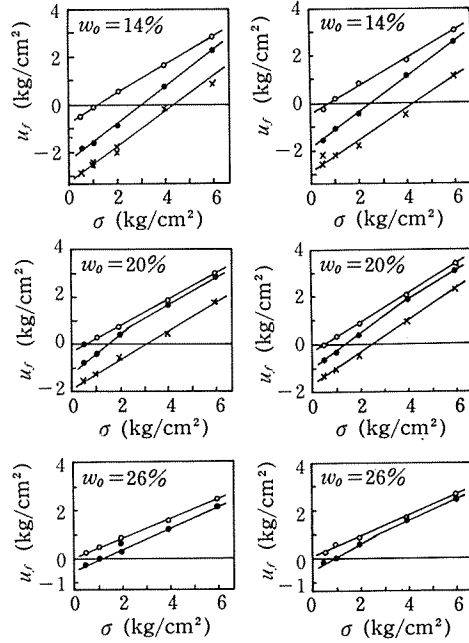


Fig. 3.2.11 (3) Rupture lines in terms of total and effective stress (Kubozumi, Dynamic compaction).



(a) dynamic compaction (b) static compaction

Fig. 3.2.12 Relationships between normal stress σ , initial water content w_0 , initial Dry density γ_{d0} and pore pressure at failure u_f (Hatcho-1).

の破壊線が直線で表示できる場合は

$$(\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3)_f = (\sigma_1 - \sigma_3)_f$$

で

$$\tau_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{2} \cos \phi'$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2\tau_f}{\cos \phi'}$$

となり、さらに \bar{A}_f は次のようになる。

$$u_f = \bar{A}_f (\sigma_1 - \sigma_3)_f = \bar{A}_f \cdot \frac{2\tau_f}{\cos \phi'}$$

$$\bar{A}_f = \frac{u_f \cos \phi'}{2\tau_f}$$

これによって、実験結果より \bar{A}_f を求め、 σ との関係で示したのが Fig. 3.2.14 である。さらに、(1) で述べたように、Fig. 3.2.6 から求めた σ_{vd} , σ_v の値が p_0 とほぼ一致することから、 p_0 を圧縮降伏応力と仮定し、 p_0/σ を過圧縮比 O. C. R. として、これと \bar{A}_f の関係を求めると Fig. 3.2.15 のようになる。一般に \bar{A}_f の値は飽和粘土においては、正規圧密状態、すなわち、O. C. R. = 1 で最大値を示し、 σ が減少して O. C. R. が増加するにつれて減少し、負となる。有明粘土の

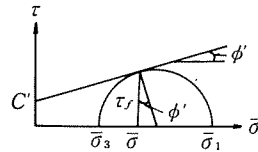


Fig. 3.2.13 Relationship between shear strength τ_f and deviator stress at failure $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$.

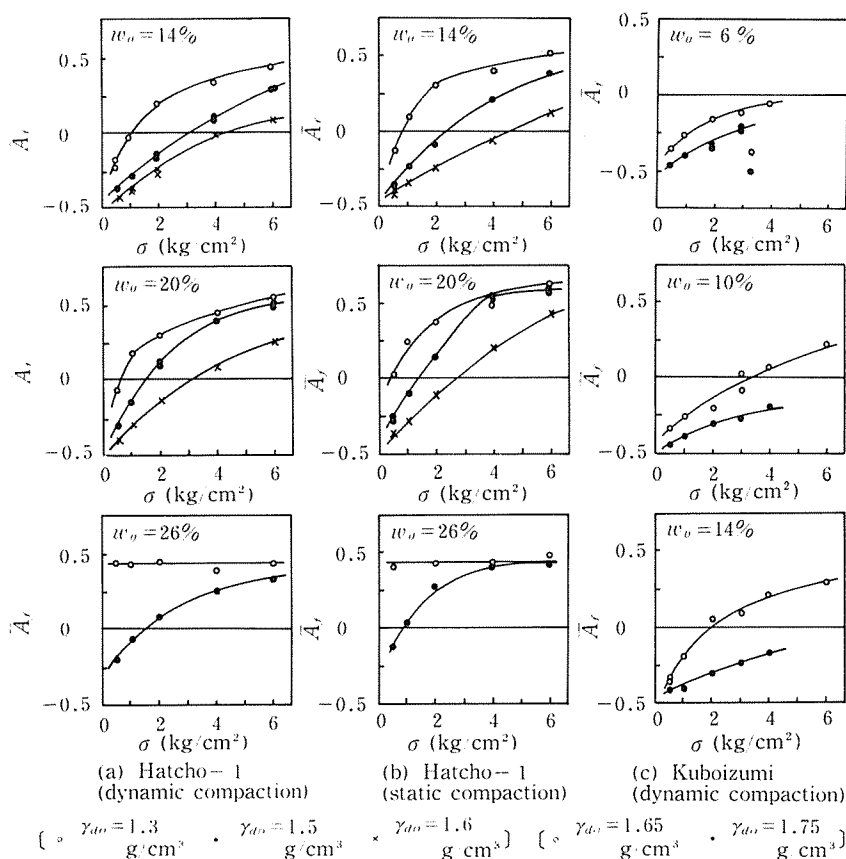
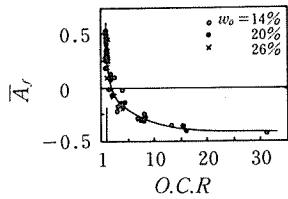


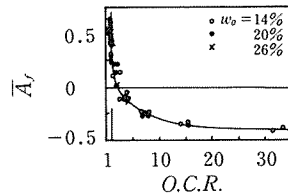
Fig. 3.2.14 Effect of normal stress σ , initial water content w_0 , initial dry density γ_{d0} on pore pressure coefficient \bar{A}_f .

場合は O. C. R.=4 付近で $\bar{A}_f=0$ となる¹¹⁾. Fig. 3.2.14 のように、締め固め土においても過圧縮状態では、 σ の減少とともに \bar{A}_f 値は小さくなる。そして、 $\bar{A}_f=0$ となる σ ((3) で述べる σ_B にひとしい) は試料の初期状態によって異なる。一方、O. C. R. と \bar{A}_f の関係は、O. C. R. > 1 の場合初期状態に関係なく、ほぼ 1 本の曲線で表示することができ、飽和粘土と同様に O. C. R. の増加とともに \bar{A}_f 値は減少する。そして各試料ともに O. C. R.=2~3 で $\bar{A}_f=0$ となる。さらに Fig. 3.2.16 は八丁-1 の O. C. R.=1 における \bar{A}_f 値を示す。O. C. R.=1 すなわち正規圧縮状態では \bar{A}_f 値は必ずしも一定値とはならない。飽和粘土の場合、O. C. R.=1 で \bar{A}_f 値が一定となるということは、 $\sigma > \sigma_y$ で σ が増加するにつれて、 e と w は比例して減少し、さらに $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ と u_f が比例して増加していくことを示している。 $S_r < 100\%$ の不飽和土においては、O. C. R.=1 の場合、 σ の増加によって e は減少し S_r は増加するが、 w はほとんど変化せず、飽和に近づいてはじめて水の流出がはじまり w は減少する。さらに、 e の減少によって $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ は増加するが、 S_r が増すために u_f の増加の割合はこれより大きくなり、このために \bar{A}_f 値は増加する。したがって、不飽和状態での O. C. R.=1 における \bar{A}_f 値は一定とならずに土の状態量によって変化する。

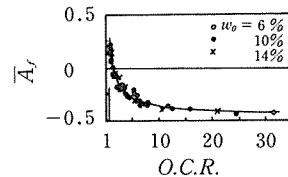
一方、破壊時の有効応力である $\bar{\sigma}_f$ と τ_f の初期状態ごとの関係曲線は、Fig. 3.2.11 にみるように全応力表示の曲線と比較して相互に非常に接近している。含水比別にみると、八丁-1 の $w_0 = 26\%$ のように w_0 が相対的に大きくなり、 σ が正規圧縮領域になると $\bar{\sigma}_f \sim \tau_f$ 線は γ_{d0} に関



(a) Hatcho-1 (Dynamic)



(b) Hatcho-1 (Static)



(c) Kuboizumi (Dynamic)

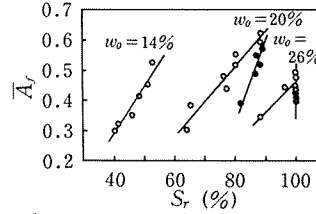
 Fig. 3.2.15 Relationships between overconsolidated ratio O. C. R. and pore pressure coefficient \bar{A}_f .

 $[\gamma_{d0} = 1.3 \text{ g/cm}^3 \cdot \gamma_{d0} = 1.5 \text{ g/cm}^3]$

 Fig. 3.2.16 Relationships between degree of saturation S_r and pore pressure coefficient at failure \bar{A}_f (normal compression, Hatcho-1).

係なくほぼ1本の直線であらわされる。しかし、20、14%と w_0 が減少してくると、 σ は過圧縮領域となって $\bar{\sigma}_f \sim \tau_f$ 線は γ_{d0} ごとに分離し、それぞれわずかに異なったせん断抵抗角 ϕ' をもつ直線となる。また τ_f 軸の切片である c' を土の初期状態との関係で示したのが Fig. 3.2.17である。

過圧密試料において、 c' は応力履歴の過程で、ある大きさの圧縮降伏応力（先行応力）が付加されることによる、その残留強さと考えることができる。飽和土の場合は、Fig. 3.2.18 の記号にしたがって

$$\tan \phi' = \frac{\tau_{fy} - C'}{\sigma'_y}$$

$$c' = \tau_{fy} - \sigma'_y \tan \phi' = \sigma'_y \left(\frac{\tau_{fy}}{\sigma'_y} - \tan \phi' \right)$$

ここで

$$\frac{\tau_{fy}}{\sigma'_y} = \tan \phi$$

であるから

$$c' = \sigma'_y (\tan \phi - \tan \phi')$$

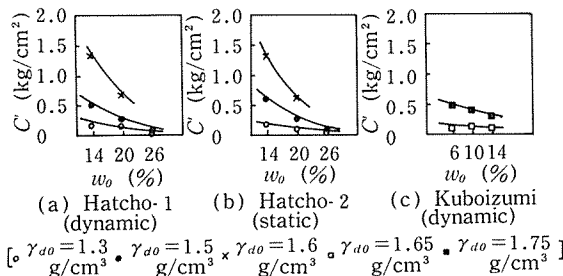
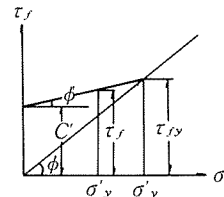

 Fig. 3.2.17 Effect of initial water content w_0 and initial dry density γ_{d0} on cohesion in terms of effective stress C' .


Fig. 3.2.18 Diagram illustrating symbols.

したがって

$$\begin{aligned}\tau_f &= c' + \sigma' \tan \phi' \\ &= \sigma'_y (\tan \phi - \tan \phi') + \sigma' \tan \phi' \\ &= k\sigma'_y + \sigma' \tan \phi'\end{aligned}$$

これより, $\sigma' = 0$ すなわち τ_f 軸の切片は

$$c' = k\sigma'_y$$

となり, c' は σ'_y に比例する⁴⁹⁾.

不飽和土の場合についてこれを検討するために, Fig. 3.2.11 より求めた c' と圧縮降伏応力の近似値としての p_0 値との関係を Fig. 3.2.19 に示す. この結果, p_0 と c_0 はほぼ直線関係が認められ, 不飽和土の場合も有効応力で整理した c' は飽和粘土と同様な意義を持つと考えることができる.

(3) せん断強さと破壊時の状態の関係

(1), (2) において, 試料の圧縮性および圧縮等体積せん断強さについて述べた. 土のせん断強さは一般に次のような要因の関数としてあらわされる²⁷⁾.

せん断強さ = F (土の種類; 含水比, 密度, 骨組構造)

土の種類ならびに締固め方法が同じ場合は,

せん断強さ = G (含水比, 密度または間ゲキ比)

であらわされる.

ここでは, 不飽和締固め土に対するこれらの関係を明らかにするために, (2) で述べた σ , $\bar{\sigma}_f$ と τ_f の関係を (1) で述べた w_0 や e のような土の状態と関連づけて考察する.

Hvorslev¹³⁾ によれば, 正規圧密飽和粘土の場合, Fig. 3.2.20 に示すような土の含水比 (圧密終了時 w_e , せん断破壊時 w_f) と応力 (圧密終了時有効応力 σ'_e , 破壊時有効応力 σ'_f , せん断強さ

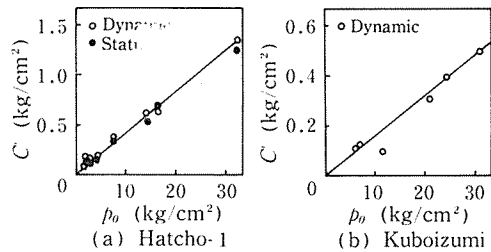


Fig. 3.2.19 Relationships between compressive stress p_0 and cohesion in terms of effective stress C' .

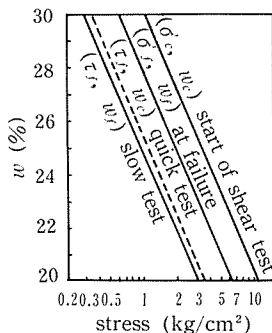


Fig. 3.2.20 Shear strength and water content-normal consolidation.¹³⁾

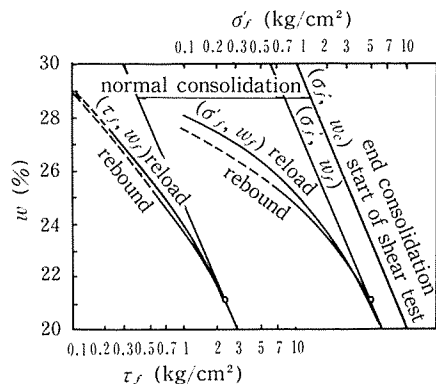


Fig. 3.2.21 Shear strength and water content of Vienna Clay.¹³⁾

τ_f の対数の関係図上で、 $w_c \sim \log \sigma'_c$, $w_f \sim \log \sigma'_f$ および $w_c, w_f \sim \log \tau_f$ はいずれも直線関係にあり、これらはすべて平行で、かつ $\sigma'_c > \sigma'_f > \tau_f$ となる。また、過圧密状態では Fig. 3.2.21 に示すように、正規圧密状態での直線から分岐した、 $e \sim \log p$ 曲線の除荷・再載荷曲線に対応する曲線となる。

不飽和締固め土についてこのような状態を図示したもの一例を Fig. 3.2.22 に示す。これは Fig. 3.2.6 の $e \sim \log \sigma$ 曲線図に $e \sim \log \bar{\sigma}_f$, $e \sim \log \tau_f$ 曲線を重ねてあらわしたものである。さら

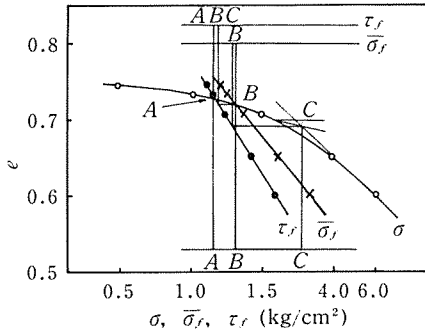


Fig. 3.2.22 Relationships between total normal stress σ , effective normal stress at failure $\bar{\sigma}_f$, shear strength τ_f and void ratio at failure e .

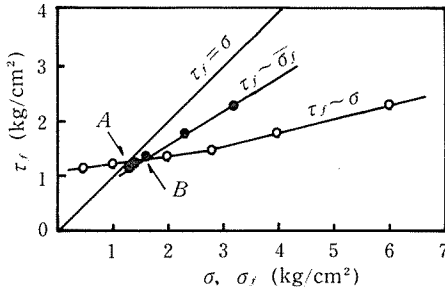


Fig. 3.2.23 Relationships between total normal stress σ , effective normal stress at failure $\bar{\sigma}_f$ and shear strength τ_f .

に、Fig. 3.2.23 は Fig. 3.2.22 と同じ状態を示したもので、図上の同一記号はそれぞれ対応している。これらの図において、 A, B, C 点のあらわれる応力を $\sigma_A, \sigma_B, \sigma_C (= \sigma_f)$ とすれば、 σ_C は圧縮降伏応力をあらわし、 σ_A は $\sigma = \tau_f$ となる応力で、 $\sigma_A > \sigma$ では $\tau_f > \sigma$ となり、締固めによる過圧縮性のために、垂直応力よりもせん断強さの方が大きくなる。さらに、 σ_B は $\sigma = \bar{\sigma}_f$ となる応力で、 $\sigma_B < \sigma$ では $\sigma_f < \sigma$ となり、せん断破壊時に間ゲキ圧は正となって、排水せん断の場合は試料が収縮することを示している。

種々の初期状態の土を圧縮等体積せん断した場合に得られるこのような関係図の一例を八丁-1 の $\gamma_{d0} = 1.5 \text{ g/cm}^3$ について Fig. 3.2.24 に示す。また、 $\gamma_{d0} = 1.3, 1.5$ および 1.6 g/cm^3 の場合の $e \sim \log \tau_f$, $\log \bar{\sigma}_f$ 曲線を Fig. 3.2.25 に示す。これによれば、一般に $\sigma_A < \sigma_B < \sigma_C$ となり、さらに w_0 の増加と γ_{d0} の低下にともない、 σ_C が減少し、それにつれて σ_A, σ_B は相対的に小さくなる。この様子を Fig. 3.2.26 に示す。また、 w_0 が増加するにつれて、本実

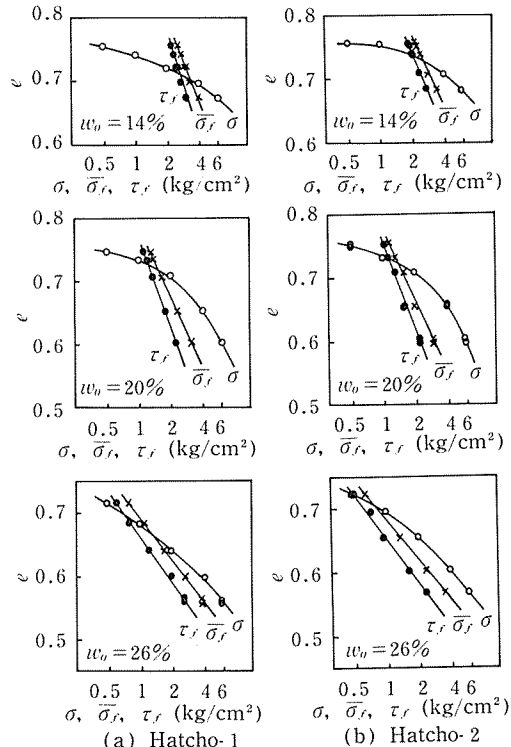


Fig. 3.2.24 Relationships between normal stress σ , effective normal stress at failure $\bar{\sigma}_f$, shear strength τ_f and void ratio e ($\gamma_{d0} = 1.5 \text{ g/cm}^3$).

験の応力範囲で正規圧縮領域が拡大し、 σ_A, σ_B 以上の応力では Fig. 3.2.20 に示す正規圧密粘土と同様に、 $e \sim \log \tau_f, \log \bar{\sigma}_f$ 曲線は $e \sim \log \sigma$ 曲線と次第に平行になる。Fig. 3.2.25 では $e \sim \log \tau_f$ 曲線と $e \sim \log \bar{\sigma}_f$ 曲線を応力軸をずらして表示しているが、Fig. 3.2.21 の飽和した Vienna 粘土と同様に過圧縮状態では正規圧縮状態での直線から分岐した曲線となる。

(4) 水浸による圧縮ひずみおよびせん断強さの変化

締固められた土は、それぞれの位置において土かぶり圧に相当する上載圧力を受けている。このような造成時の不飽和状態は、その後雨水あるいは浸透水などによって飽和化され、これによって締固め後のせん断強さあるいは圧縮量に変化することが考えられる。

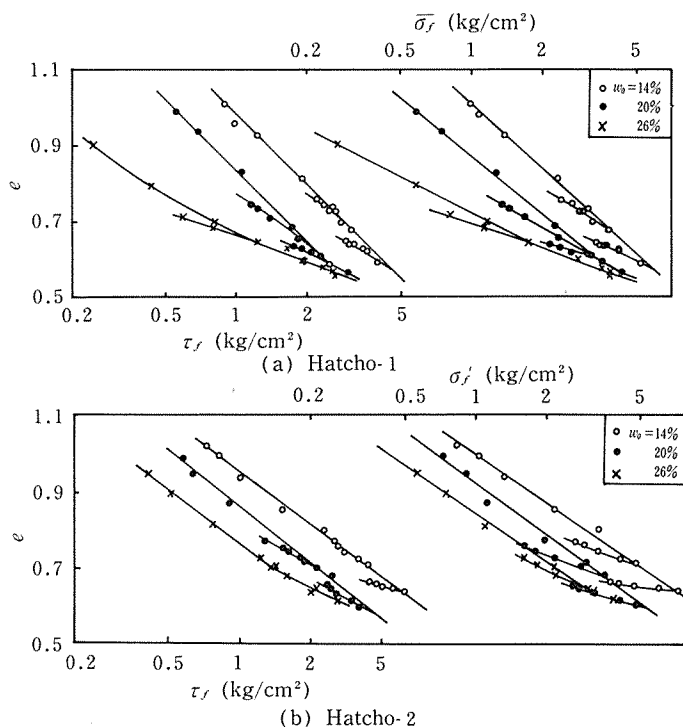


Fig. 3.2.25 Relationships between effective normal stress at failure $\bar{\sigma}_f$, shear strength τ_f and void ratio e (Dynamic compaction).

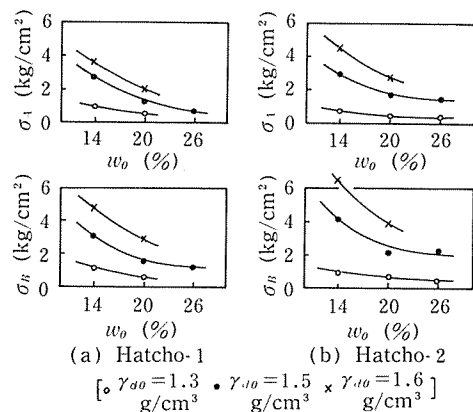


Fig. 3.2.26 Relationships between initial water content w_0 and stress σ_A, σ_B .

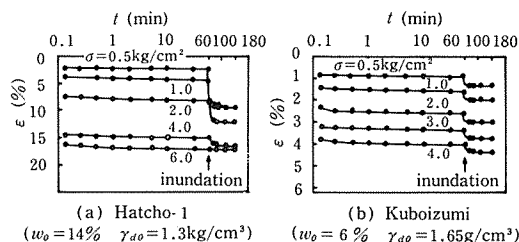


Fig. 3.2.27 Compression curves (inundation).

このような状態を実験室で再現するために、動的に締固めた八丁-1、久保泉の両試料土に垂直応力を付加して1時間圧縮し、その後、Fig. 3.2.4 に示す方法で載荷状態のままですり下部より水浸させ、試料の飽和化を行なった。これによって、水浸による試料の圧縮量ならびに等体積せん断強さの変化を検討した。

1) 水浸による圧縮ひずみの変化

不飽和状態で1時間圧縮したのち水浸を開始し、その圧縮が安定するまで放置した場合の時間～圧縮ひずみ曲線の一例を Fig. 3.2.27 に示す。水浸による圧縮ひずみはまさ土の種類、初期状態ならびに垂直応力の大きさによって非常に異なる。このような水浸による ε の変化を検討するために、初期状態の同じ不飽和試料に対して非水浸と水浸の両方の場合の ε を測定した。実験方法は、まず両試料とも不飽和状態のままで1時間の载荷を行ない、その後、非水浸試料は同じ状態でさらに2時間の圧縮を継続し、圧縮量 d_3 を測定する。一方、水浸試料はやはり1時間の不飽和圧縮ののち水浸を開始し、同様に2時間の圧縮を行ない、圧縮量 d_{w3} を測定する。この結果から、不飽和状態での圧縮量 d_3 に対する水浸による圧縮増加量 $d_{w3}-d_3$ の割合を次式に示すような圧縮増加率 S_p として定義し、この値をFig. 3.2.28 に

$$S_p = \frac{d_{w3} - d_3}{d_3} \times 100 (\%)$$

示す。この結果、相対的に w_o および γ_{do} の小さい、すなわち乾燥してルーズな状態にあるほど水浸による S_p は大きい。

しかし、 w_o および水浸直前の γ_d の増加につれて S_p の高い密な状態になると、水浸による圧縮ひずみの増加はほとんどみられない。また、久保泉のような砂質

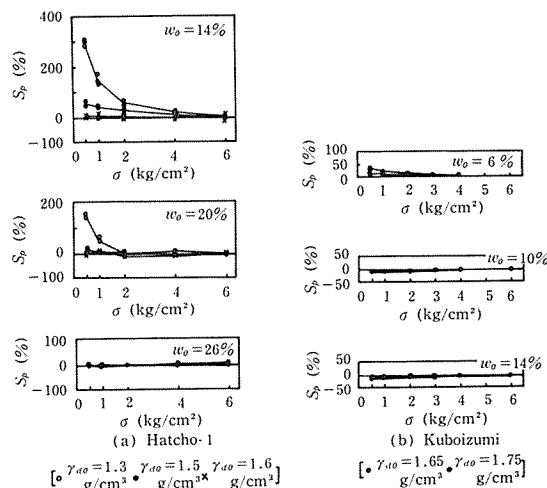


Fig. 3.2.28 Variation of rate of increase of compressive strain S_p .

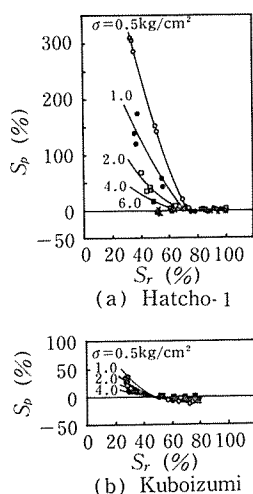


Fig. 3.2.29 Relationship between degree of saturation before inundation S_r and rate of increase of compressive strain S_p .

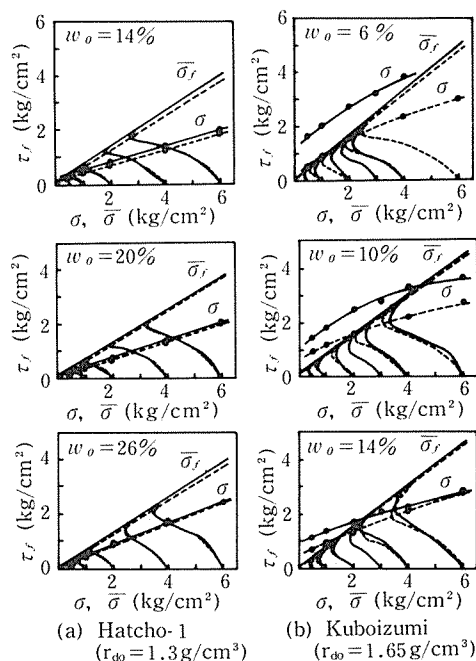


Fig. 3.2.30 Variation of shear strength τ_f by inundation. [— inundation, ... non-inundation]

土の場合は粘性に富む八丁-1に比較して S_p の値は非常に小さく、圧縮ひずみの増加はほとんどみられない。さらにこのような S_p の値を垂直応力をパラメーターとして水浸直前の飽和度 S_r との関係で示すと Fig. 3.2.29 のようになり、 σ が一定の場合、 S_p は S_r と一義的な関係にある。そして八丁-1の場合、 S_r が相対的に小さい領域では非常に大きい S_p を示し、 S_r が70%以上になるとほとんどゼロになる。しかし、久保泉では $S_r=50\%$ 以下で比較的小さい S_p を示すが、前述のように八丁-1に比べて非常に小さい。

2) 水浸によるせん断強さの変化

非水浸試料と水浸試料の圧縮等体積せん断の結果の一例を Fig. 3.2.30 に示す。この図は垂直全応力に対するせん断強さと、ベクトルカーブに接する有効応力表示の破壊線を、非水浸および水浸の場合について重ねて示したものである。この結果、全応力表示の τ_f は水浸によって減少する。そして、八丁-1のような細粒の土では、 S_p の値が非常に大きいにもかかわらず、久保泉よりも強度低下の程度は小さい。これに対して、有効応力表示の破壊線は、八丁-1、久保泉のいずれも水浸による変化は小さく、せん断抵抗角はほとんど変化せず、粘着力にわずかな減少がみられる程度である。

次に、せん断強さの低下の割合をみるために、非水浸せん断強さに対する水浸によるせん断強さの減少量を強度低下率 τ_p とし、これを Fig. 3.2.31 に示す。 τ_p は試料の初期状態や垂直応力の大きさによって異なるが、総体的には、圧縮増加率 S_p と同様に w_o や γ_{do} あるいは σ が大きくなるにつれてその値は減少する。

以上の結果により、八丁-1のような細粒土では、水浸による圧縮ひずみは大きい、強度低下は比較的小さい。これに反して久保泉のような粗粒の土では圧縮ひずみの増加は非常に小さいが、強度低下が相対的に大きくなる。

3.2.4 まとめ

乱した壤土を締固めた場合の強度特性を明らかにするために、これを動的あるいは静的に締固め、等体積せん断を行ない、その含水比および密度の差が土のせん断特性に及ぼす影響を実験的に検討した。その結果は次のように要約される。

- 1) 全応力表示の破壊線は、過圧縮領域では曲線に、正規圧縮領域では直線となる。さらにせん断強さは土の初期状態によって非常に異なる。
- 2) 有効応力表示の破壊線は直線であらわされ、その粘着力は圧縮降伏応力に比例する。
- 3) 締固め後の土に静荷重を付加した場合、相対的に初期含水比の大きい範囲では、静的な圧縮が進行してせん断強さの増加が著しい。
- 4) 全応力から破壊時有効応力を差引いて得られる間ゲキ圧を間ゲキ圧係数 \bar{A}_f で表示すると、過圧縮比が1以上の場合、 \bar{A}_f 値はほぼ過圧縮比のみの関数となるが、過圧縮比1では土の初期状態によって異なる。
- 5) 間ゲキ比と有効圧縮応力（対数）および間ゲキ比とせん断強さ（対数）の関係は、正規圧

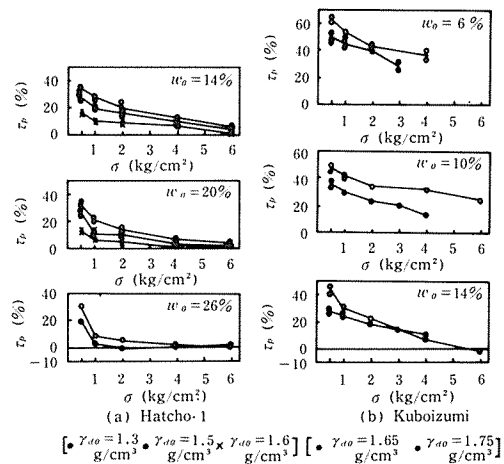


Fig. 3.2.31 Variation of rate of decrease of shear strength τ_p .

縮領域において直線であらわされる。

6) 水浸による圧縮増加率は、含水比、乾燥密度および圧縮応力の増加とともに減少する。さらに細粒の土の方が粗粒土に比べて圧縮増加率は大きい。

7) 水浸による等体積せん断強さの低下は粗粒土の方に顕著にあらわれるが、有効応力表示の破壊線はほとんど変化がなく、わずかに見掛けの粘着力が減少する。

3.3 締固め土の圧縮等圧せん断特性

3.3.1 実験目的

前節において述べたように、締固めた土の力学的性質に関する研究は非常に数多くみられる。しかし、これらの研究は締固めた土そのものの貫入抵抗試験や一軸圧縮試験、あるいは締固め後 3 kg/cm^2 程度までの静的な垂直応力や側圧を加えた一面せん断試験や三軸圧縮試験が大部分であり、これらは土を動的に締固めることによる特性がせん断強さに与える影響を明らかにするのが主目的であると考えられる。本実験は、フィルダムなどの土構造物の盛土に際して、まき出し土の機械による転圧と、その後の上載盛土の重量による静的な圧縮の両過程によって、盛土はより密な安定な状態へ移行していく間の力学的な挙動を実験的に把握しようとするものである。つまり、動的に締固めた土に $0.1 \sim 12.8 \text{ kg/cm}^2$ の垂直応力を付加し、等圧一面せん断試験によって、その圧縮量、体積変化およびせん断強さについて検討を行なったものである。

3.3.2 実験方法

2.3. で使用した2種類のまき土を実験に供試した。その物理的性質および粒径加積曲線は Table 2.3.1 および Fig. 2.3.1 に示している。

せん断試料の作成は動的な締固めによって行なった。締固めは直径 6 cm のモールドと、重量 1.1 kg 、落下高 30 cm のランマーを用い、JIS A 1210 の第1方法の締固めエネルギーと同一になるように層数1、落下回数22とした。このような締固めに対する締固め曲線を Fig. 3.3.1 に示す。この結果、八丁-1、八丁-2ともに w_{op} は22%前後である。これより、試料の w_o を w_{op} と、乾燥側の10, 14, 18%および湿潤側の26, 30%の6段階に調整し、前述のモールドとランマーを用いて、1層22回の突固めを行ない、これをせん断試料とした。

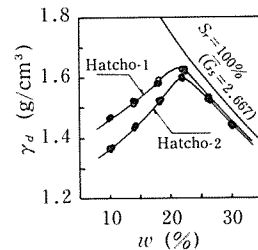


Fig. 3.3.1 Compaction curves.

せん断試験は在来型の下部可動型の一面せん断試験機を使用し、垂直応力 σ は標準圧密試験と同様に、0.1, 0.2, 0.4, 0.8, 1.6, 3.2, 6.4および 12.8 kg/cm^2 とし、それぞれ30分間の圧縮（飽和度の高い試料については、いわゆる一次圧密が終了するまで）ののち、等圧一面せん断試験を行なった。

せん断は不飽和締固め土の急速せん断破壊を想定し、せん断速さを約 1 mm/min とした。不飽和土では、間ゲキに空気が存在するため、せん断中体積が変化し、ダイレタンスはゼロとはならず、かつ間ゲキ圧が発生することになる。

3.3.3 実験結果と考察

(1) 動的な締固めと静的応力の付加による圧縮

締固め前のルーズな状態、これを前述のような要領で動的に締固めた状態、さらにこれを静的に圧縮した状態での間ゲキ比を e_s, e_d, e_c とし、これらの e と w の関係を Fig. 3.3.2 に示す。 e_s 曲線はそれぞれの含水状態の土のもっともゆるい状態での e を連らねたものである。これは砂の相対密度を求める場合の最大間ゲキ比 e_{max} に相当するものであるが、本実験に供試したよ

うな土で、かつ水分を含んでいる場合は、土が凝集して厳密な意味での e_{\max} を求めることは不可能である。したがって、ここではそれぞれの含水状態の土の 2 mm フルイ通過分に対して最もルーズな状態をつくり、この場合の e を e_i としている。このような e_i は w の増加につれて実質部の容積が小さくなって次第に大きくなる。これを動的に突固めると、 e_d はいわゆる w_{opt} で最小となる。さらにそれにつづく静的な圧縮によって、 w_{opt} 付近に比べて乾燥側あるいは湿潤側の圧縮量が大きくなり、この範囲の e_c の減少が卓越してくる。

次に、間ゲキ比の変化を圧縮ひずみ ε でみるために、

$$\varepsilon_{id} = \frac{e_i - e_d}{1 + e_i}, \quad \varepsilon_{dc} = \frac{e_d - e_c}{1 + e_d}, \quad \varepsilon_{ic} = \frac{e_i - e_c}{1 + e_i}$$

として、これらを同様に Fig. 3.3.2 に示す。ただし、この場合 e_c は垂直応力 $\sigma = 12.8 \text{ kg/cm}^2$ での e を示している。 ε_{id} は動的締固めによるひずみであり、湿潤側の方が乾燥側より大きいのは、 e_i の差にもとづくものである。 ε_{dc} は静的締固めによるひずみであり、 w_{opt} よりやや乾燥側で最小値を示す。 $\varepsilon_{dc} \sim w$ 曲線がこのような傾向になるのは、2.2.4 で述べたように、初期の間ゲキ比 e_d (あるいは乾燥密度) の大小と、圧縮に対する潤滑材としての水分量の多少の効果である。さらに ε_{ic} は e_i を基準にした $\sigma = 12.8 \text{ kg/cm}^2$ 载荷後までの全ひずみ量である。

このように、盛土材料となるような土では、その含水状態のちがいによって、動的あるいは静的な締固め効果が著しく異なる。

(2) セン断破壊時における試料の体積変化

動的な突固めによって締固めた試料に対し、せん断前にそれぞれ 0.1 kg/cm^2 から 12.8 kg/cm^2 までの σ を付加して、静的に圧縮した場合に変化する γ_d を w_o との関係で Fig. 3.3.3 に示す。このような状態のもとでの一面せん断試験によって得られるせん断応力 τ 、垂直変位 $d_v \sim$ 水平変位 d_h 曲線において、 τ が最大値 τ_f に達したときの d_v を d_{vf} とし、これを初期厚さに対する

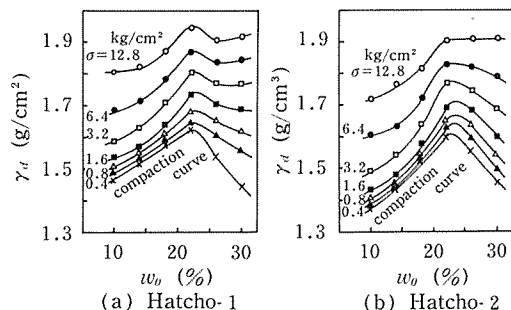


Fig. 3.3.3 Relationships between initial water content w_o and dry density after static compression γ_d .

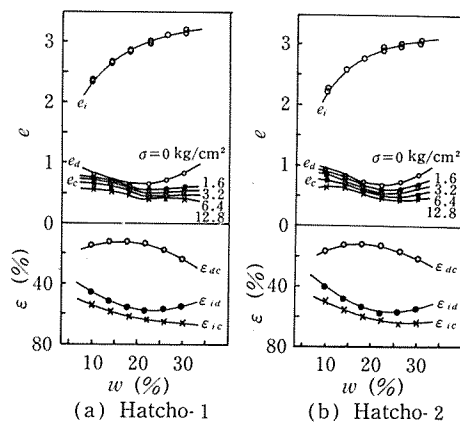


Fig. 3.3.2 Effect of normal stress σ and water content w on void ratio e and compressive strain ε .

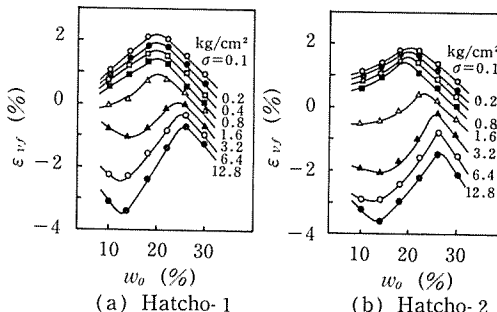


Fig. 3.3.4 Relationships between initial water content w_o and vertical strain at failure ε_{vf} .

ひずみ ε_{vf} であらわし、 σ および w_0 との関係で Fig. 3.3.4 に示す。一般に等圧せん断においては、試料の厚さはせん断の進行中、膨張あるいは収縮によって増減する。この図は τ が最大値に達したときに、試料厚さが初期厚さに比べて膨張、収縮のいずれの状態にあるかを示すものである。これによれば、 ε_{vf} は σ の増加によって膨張をおさえられるために相対的に小さくなる。 ε_{vf} をそれぞれ σ で圧縮後の間ゲキ比 e_c との関係でみたのが Fig. 3.3.5 である。すなわち、 $\sigma = 0.1 \text{ kg/cm}^2$ では締固め時の状態に支配されて、 w の増加とともに e_c は減少し、 ε_{vf} は増加するが、 w_{opt} 以上になると再び e_c は増加し、逆に ε_{vf} は小さくなる。そして同じ e_c の場合は、 w_{opt} より湿潤側の方が飽和度が大きいので ε_{vf} は小さい。 $\sigma = 12.8 \text{ kg/cm}^2$ では静荷重の増加によって e_c は締固め直後に比べて相当小さくなるが、やはり e_c の減少につれて ε_{vf} は大きくなる。

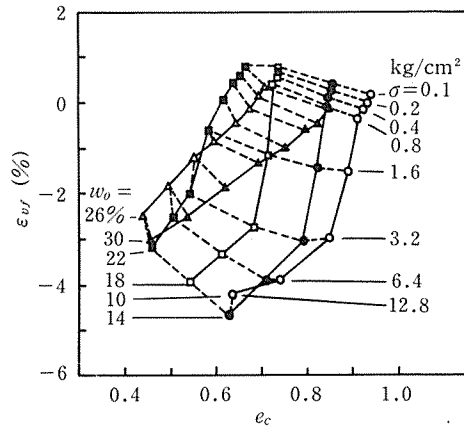


Fig. 3.3.5 Relationships between void ratio after compression e_c and vertical strain at failure ε_{vf} (Hatcho-2).

次に、土の体積変化特性をダイレタンシー指数であらわし、これについて考察する。砂のせん断抵抗は2つの成分からなり、1つは砂粒子間の摩擦抵抗であり、他は砂粒子のかみ合わせによるものである⁵⁾。Taylor は $\tau \sim d_h$ 曲線の τ_f 点において、膨張に必要なエネルギーを供給されるエネルギーに等しいとおくことによって、かみ合わせによる抵抗すなわち体積変化による抵抗を求めた⁴³⁾。これによれば、 τ_f 点において、 Δd_h の水平変位に対して Δd_v だけ試料の厚さが増加した場合の体積変化に対する抵抗 τ_e は

$$\tau_e = \sigma \left(\frac{\Delta d_v}{\Delta d_h} \right)_{\tau=\tau_f}$$

である。この $(\Delta d_v/\Delta d_h)\tau = \tau_f$ はダイレタンシー指数 D.I. と呼ばれ、試料の膨張特性を示す指数として粗粒土ではよく用いられる。この値は前述の d_{vf} と関係するが、 τ_f に達したときの試料が膨張収縮のいずれの過程にあるか、そのひずみに対するコウ配の大きさがいくらかを示すものである。ダイレタンシーは本来、砂質の盛土や基礎地盤の安定性を検討する一つの尺度としての限界間ゲキ比を求める際に用いられた。また、三笠³¹⁾ は土の力学的特性の要因として土の構造の重要性を強調しており、せん断に伴う体積変化すなわち D.I. の正負によって構造の高低を分類している。締固め土に関しては、Uchida ら⁴⁶⁾ は福岡市周辺のまき土を静的に締固めて三軸圧縮試験を行ない、D.I. について次のような結果を得ている。すなわち、側圧が小さいほど D.I. は大きくなり、 S_r が増すにつれて小さくなる。また、 e が大きくかつ側圧が大きいと D.I. は負値を示すようになる。

本実験のように、動的に締固めた土の一面せん断におけるせん断中の試料厚さの増減から求められる D.I. についての結果を Fig. 3.3.6 に示す。動的締固めの場合は w_{opt} が存在し、 w_{opt} より湿潤側では σ が一定の場合、 w_0 の増加によって D.I. の値は減少する。しかし、乾燥側では w_0 と共に増加する。この傾向は Fig. 3.3.4 に示す d_{vf} とほぼ類似している。また、 w_0 が一定の場合、 σ が大きいほど D.I. は小さくなる。つまり、 d_{vf} のところで述べたように、 σ の大き

さによって $e_c \sim w_o$ 曲線は動的締めめの曲線から静的な圧縮の増大によってその形は徐々に変化し、 e_c が最小となる w も移動してくる。このようなことから、 σ が一定の場合、 e_c の小さい密な状態では、試料はせん断を受けても粒子間の結合力が強いために、容易に平行な配列状態とならずに、密な砂と同様にせん断面に沿って粒子がほかの粒子を乗り越える必要があり、その結果試料厚さが増加して D.I. 値も大きくなる。 e_c が大きくてゆるい状態では、このような現象はみられず、容易に安定な状態へ移行する。特に湿潤側では S_r も大きくなり、水の潤滑作用も加わって D.I. 値は小さくなる。また w_o が一定の場合は、 σ の増加によって圧縮が進行すると、 S_r が急速に増加するために、 e_c が小さくなって密になるにもかかわらず、D.I. 値が減少する。

(3) 圧縮等圧せん断強さ

本実験は、動的に締めめた土に静的な応力を付加して圧縮させ、その結果、せん断強さ τ_f がどのように増加していくか、また含水比 w_o によってその特性がどのように変化するか、などについて検討したものである。

土のせん断強さを実験室で測定する場合には、直接せん断（一般には一面せん断）試験と三軸圧縮試験が広く行なわれ、それぞれ長短を有している。一般に、せん断中に排水（気）を許し、体積変化を許す場合は取扱いが簡単であるために、直接せん断が行なわれることが多く、さらに一面せん断試験機（在来型）には下部可動型と上部可動型があり、我が国では前者が広く普及している。これら試験機の種類、機構の相違が試験結果に及ぼす影響を井上^{14),15)} は砂あるいは粘土質ロームについて次のように報告している。 $\tau \sim d_h$ 曲線のピーク時の τ すなわち τ_f は次のような各成分から成っている。

$$\tau_f = \sigma \tan \phi_{rf} + \sigma \left(\frac{\Delta d_v}{\Delta d_h} \right)_{\tau_f} + F_s$$

ここに

σ : 垂直応力

$\sigma \tan \phi_{rf}$: 摩擦抵抗

$\sigma (\Delta d_v / \Delta d_h)_{\tau_f}$: 体積変化に対する抵抗

F_s : 側面摩擦

下部可動型一面せん断試験機の場合はせん断箱の両半部とも上下方向の移動に対して拘束されているため、機構上、上式の右辺第三項の F_s が大きくなる傾向にある。したがって、せん断中膨張性の大きい密な、特に乾燥した砂の場合にこれを使用することは不適當である。しかし、締めめた粘土質ロームの場合は砂に比べて間ゲキ比が大きいために、せん断中の試料の膨張性は小さく、 F_s の影響はほとんどみられない。特に垂直応力が大きくなるほど F_s は小さくなって、上下両可動型のそれぞれの $\tau \sim d_h$ 曲線は一致してくる。したがって、 F_s の大きさを決定する要因はせん断中の試料の膨張性であるといえる。本実験の場合試料が砂ではないこと、垂直応力が大きくなって密度が高くなったときの D.I. 値はゼロに近いこと、などのために F_s の影響は小さいものと考えられ、 τ_f をせん断強さとして採用した。

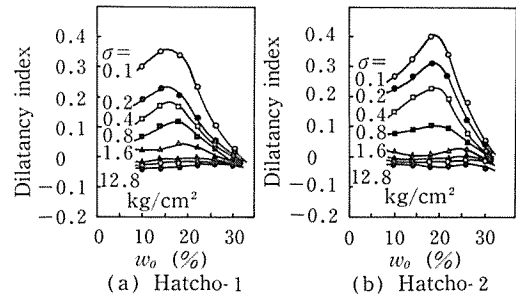


Fig. 3.3.6 Relationships between initial water content w_o and dilatancy index.

一般に土を一定の締固めエネルギーで動的に締固めた場合の τ_f は w によって変化し、 w_{opt} よりやや乾燥側で最大となるといわれている。その理由を久野²¹⁾ は次のように述べている。 w_{opt} よりやや乾燥側では、締固めによって土粒子がたがいに接近させられたとき、粒子間の水が各粒子に付着し、その水と間ゲキの空気との間にメニスカスができ、その表面張力によって粒子間に強いつながりができるためである。これを裏付けるものとして、久野²¹⁾、Seed ら^{40), 41)}、三国³⁰⁾、その他数多くの実験結果が報告されている。

本実験において、締固め後静的な圧縮を受けた試料の τ_f の変化を Fig. 3.3.7 に示す。これによれば、 $\sigma = 2 \text{ kg/cm}^2$ 程度以下の比較的低応力領域では、前述のように w_{opt} よりやや乾燥側で τ_f は最大値を示している。これは静荷重付加後の $e_c \sim w_o$ の関係が、まだ締固め時のそれとほぼ類似しているためである。前に述べた従来の報告結果も、締固め土そのものの強さあるいは垂直応力または側圧がせいぜい 3 kg/cm^2 程度までのせん断強さを求めたものであり、同様に w_{opt} よりやや乾燥側で強さは最大値を示すことになる。しかし、これ以上の応力レベルでは、圧縮等体積せん断強さについて示した Fig. 3.2.10 の τ_f の変化と同様に、Fig. 3.3.3 の $\gamma_d \sim w_o$, σ 曲線に対応して、相対的に γ_{d0} の小さい領域、あるいは w_o の大きい領域での τ_f の増加が顕著にあらわれる。つまり、動的な締固め後の静的な垂直応力の増加による τ_f の増加割合が、 w_o のちがいでによって非常に異なる。そこで、各含水比ごとの締固め直後の τ_f を $\sigma = 0.1 \text{ kg/cm}^2$ のもとでの τ_f ($\sigma = 0.1$) で近似させ、これを基準として、その後の σ の増加におけるそれぞれの τ_f ($\sigma = \sigma_n$) の増加の度合を

$$\tau_f \text{ 増加比} = \frac{\tau_f(\sigma = \sigma_n) - \tau_f(\sigma = 0.1)}{\tau_f(\sigma = 0.1)}$$

であらわし、この値を σ と w_o の関係で Fig. 3.3.8 に示す。この結果、 $\sigma = 0.2 \sim 12.8 \text{ kg/cm}^2$ の範囲では w_o が一定の場合、 τ_f 増加比はほぼ σ に比例して大きくなり、また同じ σ の場合は w_{opt} よりやや乾燥側の w_o で最も小さく、湿潤側での値の伸びが著しい。さらに、実験結果の中から $w_o = 10, 18$ および 30% の場合の τ_f と σ の関係を Fig. 3.3.9 に示す。 $\tau_f \sim \sigma$ 曲線は、垂直応力の増加によるせん断強さの増加の様子を示すものであり、曲線は総体的に低荷重域ではゆ

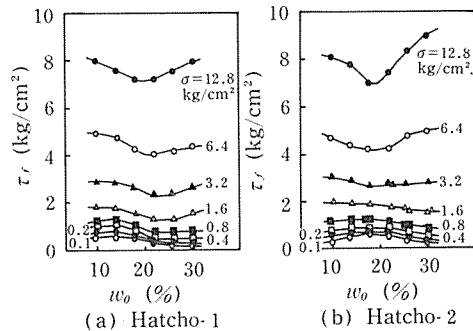


Fig. 3.3.7 Effect of normal stress σ and initial water content w_o on shear strength τ_f .

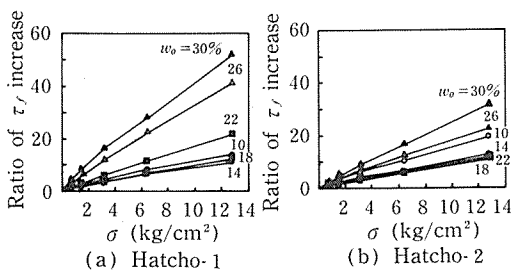


Fig. 3.3.8 Relationships between normal stress σ , initial water content w_o and ratio of increase of shear strength τ_f .

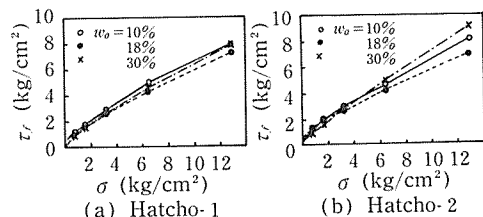


Fig. 3.3.9 Effect of initial water content w_o on rupture lines.

るやかな上に凸な形を示しているが、その後次第に直線となっている。これらの試料の σ_c は最大 4 kg/cm^2 程度であり、この以下の σ では過圧縮状態にあるため、飽和過圧密粘土と同様に曲線はやや上にカーブする。 σ が 6.4 や 12.8 kg/cm^2 である正規圧縮領域では、 $\tau_f \sim \sigma$ の関係は直線に近くなるが、その強度増加率は過圧縮状態よりゆるやかになり、正規圧密粘土のように原点付近を通る直線とはならない。

3.3.4 まとめ

不飽和状態で締固められた壤土が、その後の上載荷重によって静的に圧縮された場合のせん断特性を明らかにするために、垂直応力が $0.1 \sim 12.8 \text{ kg/cm}^2$ の比較的広い範囲にわたる等圧の一面せん断を行なった。その結果をまとめると次のようになる。

1) 土の初期状態を含水比の異なるごとに最もルーズにした場合、その間ゲキ比は含水比が大きいほど増加する。この状態でそれぞれ一定の締固め仕事量で動的に突固めると、間ゲキ比は最小となるところが最適含水比であるが、圧縮ひずみは最適含水比よりやや湿潤側で最大となる。さらに、これに 12.8 kg/cm^2 までの静的な応力を加えると、この間の圧縮ひずみは最適よりやや乾燥側で最も小さく、静的な圧縮効果は含水比、間ゲキ比が大きい範囲で著しい。

2) せん断破壊時の試料の垂直変位あるいはダイラテンシー指数は、含水比および垂直応力の変化に伴う間ゲキ比の変化に対応する。つまり、含水比が一定の場合、ダイラテンシー指数は垂直応力が小さくて間ゲキ比が大きいほど大きく、また垂直応力が一定の場合、間ゲキ比の減少につれて大きくなる。

3) 垂直応力が比較的小さい場合は、せん断強さは最適含水比よりいく分乾燥側で最大となるが、垂直応力が大きく（本実験の場合 3 kg/cm^2 以上）なってくると、静的な圧縮が進行して、初期間ゲキ比の大きい範囲でのせん断強さの増加が著しい。

4) 垂直応力の増加に対するせん断応力の増加割合、すなわち静的な圧縮による強度の増加率は、3) の結果から、本試料の場合、最適含水比 $w_{opt} - 12\%$ で 0.50 、 $w_{opt} - 4\%$ で 0.44 、 $w_{opt} + 8\%$ で 0.58 程度となり、 w_{opt} より湿潤側で大きい値を示す。

3.4 過剰締固めによるせん断強さの低下

3.4.1 実験目的

一般に土を動的に締固めると、その力学的性質は改良され、締固めの程度が十分であるほどその性質が改良される程度も著しい。しかし、締固め含水比があまり大きすぎたり、締固め仕事が大きすぎると、密度が増加してもかえってせん断強さが低下することがある。これがいわゆる過剰締固め（締固め過ぎ）であり、締固め面よりあまり深くないところに土のせん断破壊がおこり、平らな離面ができること²⁰⁾、あるいは吸着水層や粘土の結晶構造または土の構造そのものが破壊されること⁴⁸⁾、などによるといわれている。

このような現象は、農地造成やホ場整備において、地表面の一定の場所を施工機械や営農機械が反復通過し、その軌跡が非常に集中する場合や、比較的高い含水状態での機械の走行時にみられる。さらに、この現象はホ場における車両機械の走行能の低下にもつながるものである。このような観点から、実際の施工に際しては、対象とする土の過剰締固め特性を十分に把握することが必要である。

従来より、土工の際にこのような現象は認められながらも、過剰締固めに関する研究は比較的少ない。米倉⁵⁰⁾ は、締固め土の表層より貫入棒を静的に貫入させ、その抵抗値を測定した結果、次のような結論を得ている。締固め回数の増加と共に、乾燥密度、貫入抵抗値はいずれも増加するが、飽和度が90%近くに達すると密度の増加は僅少となり、抵抗値は減少する。また比較的粘

性の土では、液性指数 $I_L \neq 0$ で抵抗値の減少（最大抵抗値－最小抵抗値）は最大となり、抵抗減少率（抵抗値の減少/最大抵抗値）は I_L が正の場合はほぼ一定で、負になると急激に減少する。しかし、砂質土では減少率のいかんにかかわらずほぼ一定となる。さらに、三国³⁰⁾は締固め土の一軸圧縮試験を行ない、過転圧現象を締固め回数の増加による内部破壊の結果であるとして、最適含水比より湿潤側での強度低下を確認している。

本節では、動的に締固めた壤土の過剰締固め特性を、米倉と同じ手法である貫入抵抗試験によって得られる抵抗値を強度の指標として検討を行ない、土の最適含水比を中心とした含水比の変化に伴う強度の変動を明らかにして、壤土の土工に際して1つの指針を過剰締固めの面から与えようとするものである。

3.4.2 実験方法

実験に供試した試料は、前出の試料記号：八丁-1、八丁-2 および河内であり、さらに比較のために、佐賀県東与賀町で採土した沖積粘土（試料記号：東与賀）を加え、合計4種類とした。なお、東与賀の土粒子比重は2.545、液性限界62.4%、塑性指数24.0で、国際土壌学会の分類によれば微砂質壤土に属する。供試土の粒径加積曲線を Fig. 3.4.1 に示す。これらを風乾後2mmフルイにかけ、通過分を供試体作成に使用した。

実験は、まず10cm モールドおよび2.5kg ランマーを使用して、所定の含水比および締固め仕事量（突固め回数）で土を動的に締固めた。この締固め土をモールド内においたまま、Fig.

3.4.2 に示すように、表面より貫入針を押込み、その貫入抵抗を測定し、これを強度とした。貫入針は端面積 0.32 cm^2 、先端角 30° であり、これを応力リングに連結し、CBR 用ジャッキを使用して貫入抵抗を測定した。貫入抵抗値は表面から5mmごとに測定した値の1～5cmまでの平均値とした。

次に土の含水比の範囲を決定するために、JIS A 1210 の第1方法にもとづいて締固め試験を行なった。この結果を Fig. 3.4.3 に示す。締固め試験の結果から、貫入試験に供試する試料の含水比の幅を10～40%の範囲とし、この間で6～7段階（特に、過剰締固め現象の可能性・程度の大きいと考えられる最適含水比以上では含水比の間隔を密にした）の含水比を有する試料を作成した。さらに、試料の締固めは、3層12.5回、25回、50回および100回の4種類とした。

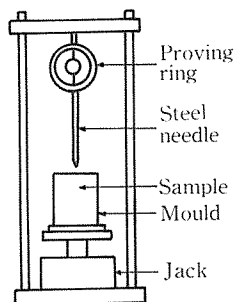


Fig. 3.4.2 The apparatus of penetration tests.

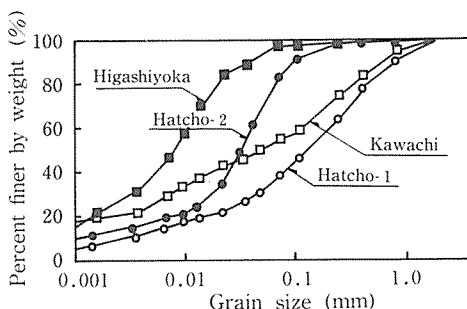


Fig. 3.4.1 Grain size accumulation curves.

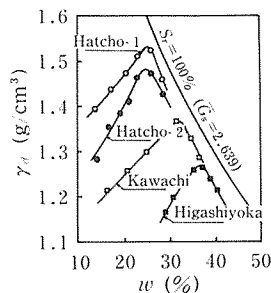


Fig. 3.4.3 Compaction curves (1).

3.4.3 実験結果と考察

実験にあたって試料を繰返し使用することは、粒子破碎の影響が結果にあらわれるおそれがあるため、つねに新しい試料を使用した。このように非繰返し法によって締固めた場合の締固め曲線は Fig. 3.4.4 のようになり、繰返し法で求めた Fig. 3.4.3 の結果 (3層25回のみ) とかなり異なった曲線となる。4種類の試料に対する貫入抵抗値 p_r の値を Fig. 3.4.5 に示す。この結果、いずれの場合も p_r は最適含水比より乾燥側でピークを示し、さらに相対的に高い含水比では p_r の値が非常に小さくなり、締固め回数が多いほど過剰締固めによる p_r の低下が顕著となることがわかる。Fig. 3.4.6 は、 p_r の値を w ごとに S_r との関係で示したものである。 S_r はいずれの場合も N の増加によって大きくなり、特に高含水比では100%に近づく。一方、 p_r の N に対する変化は w によって異なり、 w が大きくなるにつれてその増加はゆるくなり、ある w に達すると逆に減少しはじめる。この w はいずれも $N=25$ での w_{opt} あるいはこれよりわずかに湿潤側の w に相当する。これを S_r と対応してみると、 S_r がほぼ85~90%に達した段階で強度低下がおこりはじめる。このことは過剰締固めによる強度低下が土粒子間の毛管圧力の減少に起因していることを示唆するものである。

一般に数多くの締固め試料についての力学試験の結果は γ_d-w 図上に等値線を描いた方が締固めの目標とする土の状態をどこに求めるべきかを明確にしうる点で合理的である。したが

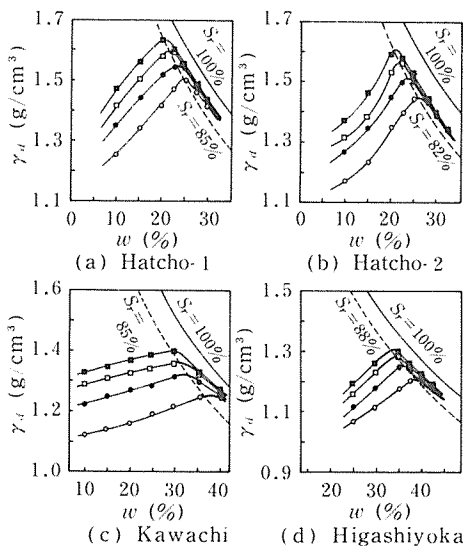


Fig. 3.4.4 Compaction curves (2).

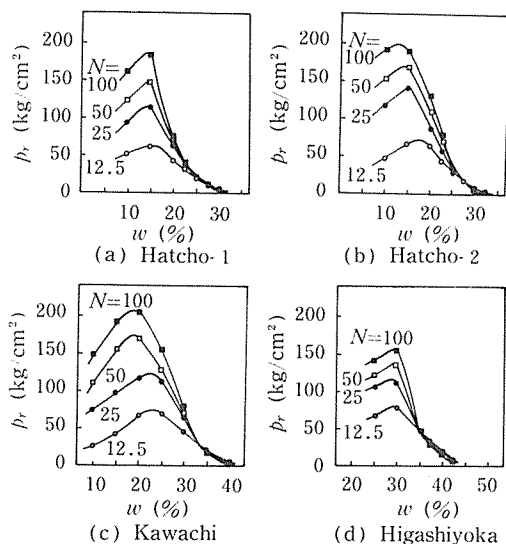


Fig. 3.4.5 Penetrating resistance p_r curves.

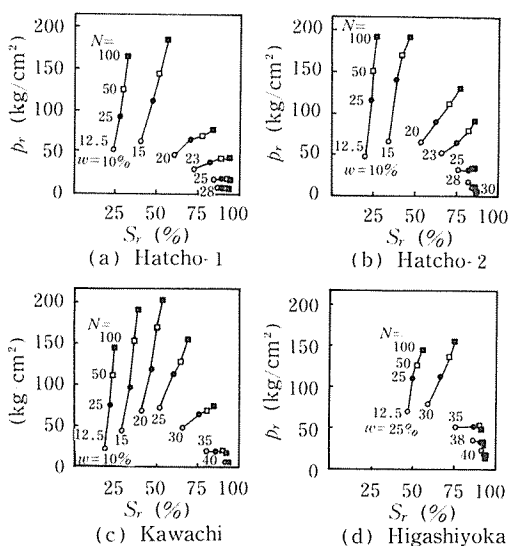


Fig. 3.4.6 Relationships between degree of saturation S_r and penetrating resistance p_r .

って、 p_r の等値線をこのような $\gamma_d \sim w$ 座標で Fig. 3.4.7 に示す。この結果、 p_r の等値線は動的に締固めた土の一軸圧縮強さや CBR 値、あるいは他の方法で求めた強度の等値線と同様の傾向を示している。すなわち等値線は図の右下方に凸な曲線となり、左上方の領域での強度が大きくなるとともに、ゼロ空ゲキ曲線に漸近する形となる。この特性は動的に締固めた場合に特有のものであり、過剰締固めによる強度の低下を示している。静的に締固めた土の場合は、強度の等値線はそれぞれの強度にしたがってゼロ空ゲキ曲線上に達する。Fig. 3.4.8 は、貫入試験に供試したと同じ4種類の土を使用して、静的に締固め、一軸圧縮試験を行ない、この結果より等値線を描いたものである。動的締固めにみられるような高含水比域における強度低下は認められない。以上の結果は、動的な締固めの場合、ランマーの打撃面積がモールドの断面積に比べて小さく、締固めエネルギーが大きい時や高含水比域では、打撃によって試料中にセン断破壊が生じるのに対して、静的な締固めはモールドとランマー（ピストン）の径が等しいためこのような破壊がおこらないことになる。また供試した4つの試料のうち、河内の等値曲線は他の3つの試料と異なっており、 w が小さくなると曲線は再び上昇してくる。このような等値曲線については久野²²⁾ も指摘しており、外国のデータを例示しているが、これがどのような土性の差によって生ずるものかについては明らかではない。

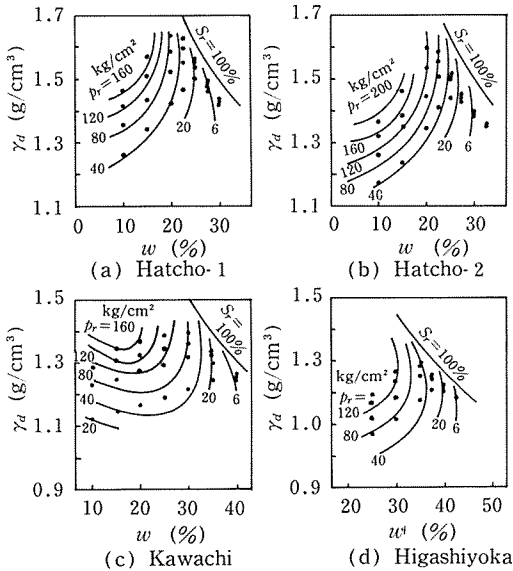


Fig. 3.4.7 Equi-penetrating resistance curves.

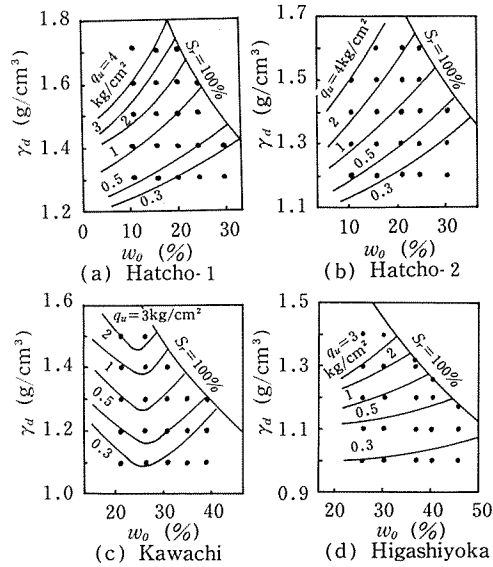


Fig. 3.4.8 Equi-unconfined compression strength curves (static compaction).

次に、Fig. 3.4.9 は各試料毎の $N=25$ における γ_d および p_r を 1 とした時の $N=12.5, 50$ および 100 におけるこれらの値の比率 γ_d/γ_{d25} および p_r/p_{r25} の値を示したものである。 γ_d については、低含水比側での各突固め回数ごとの γ_d/γ_{d25} をあらわす線はほぼ平行な直線となり、 $\gamma_{d12.5}/\gamma_{d25}=0.92\sim0.94$, $\gamma_{d50}/\gamma_{d25}=1.04\sim1.05$, $\gamma_{d100}/\gamma_{d25}=1.07\sim1.10$ となる。しかし、 $N=25$ の w_{opt} より含水比が増加するとこれらの値は急速に 1 に近づく。一方、 p_r については、 w_{opt} ($N=25$) を基準にして低含水比域では、それぞれの N に相当する締固め効果があらわれるが、壤土の場合は、 w_{opt} ($N=25$) の 2~3% 湿潤側で p_r/p_{r25} はほぼ 1 となり、 N のちがいのによる p_r の差はほとんどなくなる。さらに w が増加すると、 N の効果は逆転し、 N が大きくなるほど p_r は小さ

くなる。粘性土の場合も同様の傾向を示すが、 p_r/p_{r25} がほぼ1となって N に対する強度が逆転する w は w_{opt} ($N=25$) よりいく分乾燥側にある。いずれにしても、上述の現象は w の変化に対する挙動についてみたものである。これは、久野²¹⁾ によって示された w の変化に伴う土の性状——等 S_r 線によって分割された、半固体的、弾性的、塑性的および半粘性流体的各領域——の変化が、 w が同じでも締固め仕事量の変化によって他の領域に移行することと符合する。

さらに、過剰締固めによる強度低下の特性を土のコンシステンシーとの関係で検討を行なうために、Fig. 3.4.6 に示す N の変化に伴う p_r の変化曲線から $p_{r,max}$ と $p_{r,min}$ を求め、これから得られる貫入抵抗減少量 Δp_r (符合は Fig. 3.4.10 参照)，および抵抗減少率 $m = \Delta p_r / p_{r,max}$ を液性指数 I_L との関係で Fig. 3.4.11 に示す。これによれば、 Δp_r は $I_L=0$ ，すなわち塑性限界かあるいはこれよりやや大きいところで最大値を示す。また m の値は $I_L \div 0$ 付近で同様に0となり、 I_L の増加と共に急増する。また、 Δp_r 、あるいは m の値の I_L に対する変動幅は、粘性土に比べて壤土の方が大きい。すなわち、壤土は適正な w での締固めによる強度増加の効果は非常に大きい

が、高含水比側での強度低下量も非常に大きいことが分かる。したがって、壤土の盛土などに当っては、現場における締固め試験を行なって適正な

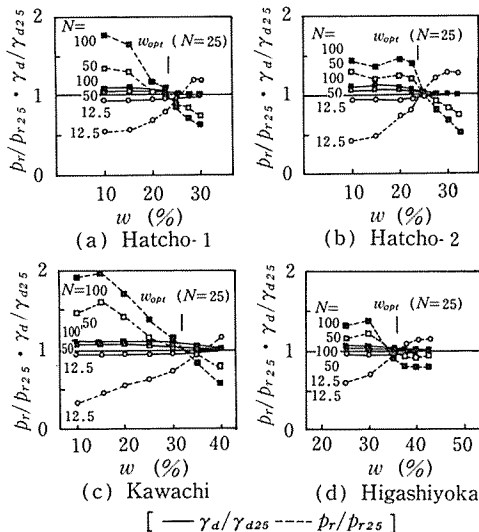


Fig. 3.4.9 Relationships between water content w and γ_d/γ_{d25} , p_r/p_{r25} .

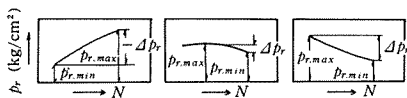


Fig. 3.4.10 Diagram illustrating symbols.

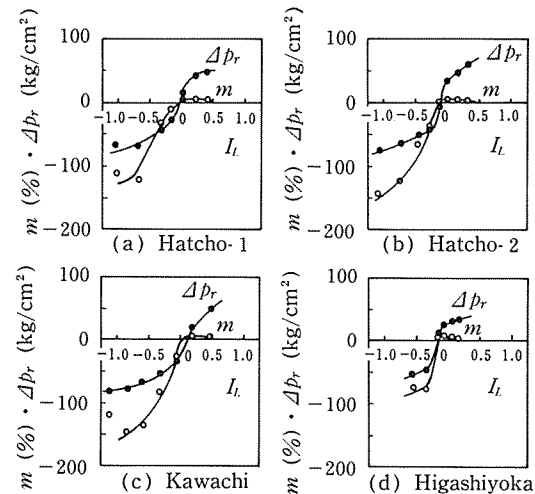


Fig. 3.4.11 Relationships between liquidity index I_L , decrease of penetrating resistance Δp_r , and its rate of decrease m

含水比や締固め仕事量を選択する必要がある。本実験に供試した壤土の場合、まき出し時の含水比は w_{opt} 、あるいはこれよりやや乾燥側にあることが望ましいが、我が国のようにまき出し土の w が w_{opt} より大きい場合は締固め回数の決定を慎重に行なうべきである。

3.4.4 まとめ

壤土の過剰締固めによる強度の減少特性を明らかにするために、動的に締固めた土の貫入抵抗試験を行ない、その抵抗値を強度の指数として検討を行なった。その結果をまとめると次のようになる。

- 1) 含水比が一定の状態に動的な締固め仕事量を増加すると、土は密な状態へ移行して強度お

よび飽和度がともに増加するが、飽和度が85～90%以上になると逆に強度の低下がおこる。

2) 締固め回数が25回の場合の最適含水比よりやや湿潤側では、締固め回数の差による強度差はほとんどあらわれず、ほぼ同じ値となる。さらに含水比が増加すると、締固め回数の増加につれて強度の減少も大きくなる。

3) 壤土の含水状態を液性指数 I_L で表示し、これと貫入抵抗減少量 Δp_r 、ならびに抵抗減少率 m の関係を見ると、 $I_L \div 0$ 付近で Δp_r は最も大きくなり、また $I_L > 0$ では $m > 0$ となって急激に増加する。

4) 適正な含水比で、強度に関して締固め効果が大きいほど、高含水比側での強度減少率も大きくあらわれる。

第4章 室内実験の現場への適用

4.1 概 説

まさ土地帯においても、傾斜地の農地造成、まさ土を材料としたフィルダムの建設が盛んに行なわれている。この場合、対象とするまさ土の物理的、力学的性質を十分把握して設計・施工を行なうことが必要である。第2、3章において、乱した締固めまさ土の圧縮および強度特性を室内実験によって明らかにしたが、本章では、実験に供試したまさ土のうち、試料記号：八丁-1および八丁-2を主たる材料として築造された佐賀県小城郡の八丁ダムを対象として、これらの成果を現場での試験結果と対比し、実際への適用を試みた。

八丁ダムは、かんがい排水事業の一環として建設された傾斜コア型フィルダムで、本堤と副堤から成っている。その標準断面図を Fig. 4.1.1 に示す。堤体の盛土は、本堤が昭和50年11月から51年10月まで、副堤は昭和52年5月から同年10月までの期間に行なわれ、昭和55年5月から試験的な貯水を開始したものである。ここでは、八丁ダムの築堤材料の土質試験、堤体の設計および盛土試験を検討した。

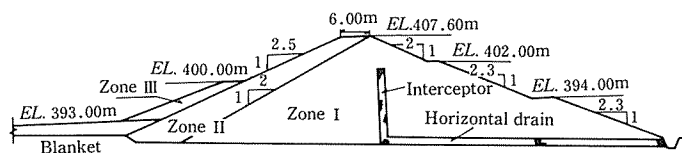


Fig. 4.1.1 Standard cross section of main bank of Hacho dam.

4.2 まさ土の圧縮沈下

4.2.1 転圧機械による締固め

土取場からダムサイトに搬入された土の締固めを適正に行なうために、あらかじめ、まき出し厚さ、転圧機械の機種あるいは締固め回数などを選定するための盛土試験が行なわれる。八丁ダムで行なわれた盛土試験は、ブルドーザでまき出された八丁-1 まさ土を

転 圧 機 械 振動ローラ

まき出し厚さ 20 cm, 30 cm

土の含水比 27%, 30%

の組合わせて転圧を行ない、転圧回数 2, 4, 6, 8, 10回の沈下量ならびに乾燥密度の変化を測

定した。なお、使用した振動ローラの諸元を Table 4.2.1 に示す。

Table 4.2.1. Dimensions of vibration roller

Type BW-200 (BOMAG)			
Both drum drive vibration roller			
Operating weight	8,000 kg	Length	1,980 mm
Dynamic force	16,000 kg	Width	2,520 mm
Roller Diameter × Width	800 × 950 mm	Height	2,400 mm

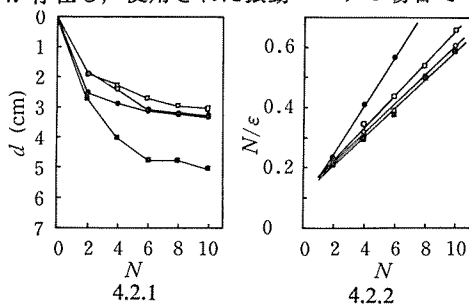
振動ローラを使用して、まき出し厚さ 20 cm と 30 cm, 初期含水比 27% と 30% を組合わせた 4 種類の締固めによる沈下曲線を Fig. 4.2.1 に示す。いずれの曲線も双曲線状を示し、6~8 回程度転圧すると沈下はほとんど終了する。この曲線は沈下量の変化を示しているが、これをまき出し厚さに対するひずみ ε で表示して、 N と N/ε の関係についてみると Fig. 4.2.2 に示すように、両者はほぼ直線となり、振動ローラの場合も沈下曲線を双曲線で表示することが可能である。このように沈下量をひずみで表示すると、初期含水比 27%, まき出し厚さ 30 cm の場合を除いて 3 本の直線はほぼ重なる (Fig. 4.2.3)。

このような振動ローラの走行によるまき出し土の沈下量を、室内実験での静荷重による沈下量と比較することは、それぞれ土の初期状態が異なるので不可能である。そこで、両方の場合の乾燥密度で比較したのが Fig. 4.2.4 である。本来、 γ_d は

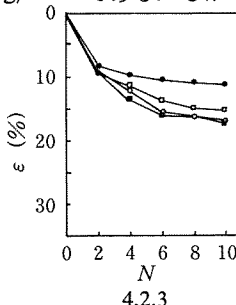
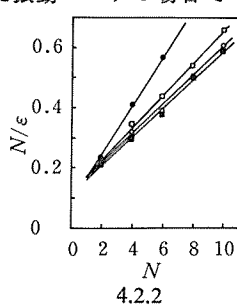
$$\gamma_d = \frac{\gamma_{d0}}{1 - \frac{\varepsilon}{100}}$$

なる関係があり、八丁ダムの盛土試験においても、 γ_d はほぼ ε に対応して増加し、 N が 8 程度になるとほぼ一定値に近づく。

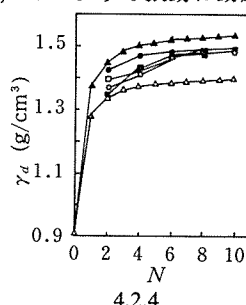
振動ローラの接地圧は自重によるものと、振動力（起振力）による相当転圧力から求めるものが存在し、使用された振動ローラの場合で 2.1 kg/cm^2 である。しかし、このような振動は動圧



Initial water content 27%
 Thickness of rolled fill 20cm
 27% 20cm
 30% 20cm
 30% 30cm
 30% 30cm



Initial water content 27%
 Thickness of rolled fill 20cm
 27% 20cm
 30% 20cm
 30% 30cm
 30% 30cm
 2.2 $p_0 = 2.0 \text{ kg/cm}^2$ } Static compaction
 2.2 $p_0 = 4.0 \text{ kg/cm}^2$ } (Laboratory)

Fig. 4.2.1 Relationships between N and settlement d (Hatcho-1).Fig. 4.2.2 Relationships between N and N/ε (Hatcho-1).Fig. 4.2.3 Relationships between N and compressive strain ε (Hatcho-1).Fig. 4.2.4 Relationships between N and dry density γ_d (Hatcho-1).

として土に作用するため、締固め土の種類、状態によって異なる衝撃係数 (2~3) を乗ずることが一般的である。しかし土の種類や状態は多様であり、具体的に衝撃係数をいくにするかについては、今後さらに多くの現場実験を行なう必要がある。Fig. 4.2.4 によれば、ローラ転圧による γ_d の方が室内試験の $p_0=2.0 \text{ kg/cm}^2$ の値より 0.1 g/cm^3 程度大きい、これを $p_0=4.0 \text{ kg/cm}^2$ の値で補間すれば、接地圧 2.1 kg/cm^2 の振動ローラによって $p_0=3.2 \text{ kg/cm}^2$ に相当する締固め効果を期待することができる。したがって、八丁-1 まさ土の転圧試験時の状態では、振動ローラの衝撃係数は1.52に相当する。

4.2.2 堤体の圧縮沈下量

堤体の盛土部の圧縮沈下量を最小限におさえることは余盛量を少なくすることのみならず、堤体の安定にも必要なことである。

盛土部の沈下量を推算する式としては

$$\Delta H = 0.001 H^{\frac{3}{2}} \quad \dots\dots(4.1)$$

$$\Delta H = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} H \quad \dots\dots(4.2)$$

$$\Delta H = \left(\frac{\gamma_t H_b^2}{2E} + \frac{\gamma_t H_a H_b}{E} \right) A \quad \dots\dots(4.3)$$

$$E = \frac{p_m}{S}, \quad A = 1 - \frac{S_1}{S}$$

などがある⁴⁾ (Fig. 4.2.5 参照)。(4.1) 式はロックフィルダムの経験式である。(4.2) 式は一般の圧密沈下の計算に用いられるもので、盛土部を多くの層に分けて各層の沈下量を求め、これを合計して全沈下量とする。このためには、まき出し土を機械によって転圧した状態での $e \sim \log p$ 曲線を求める必要がある。また、(4.3) 式は弾性沈下を考慮して、

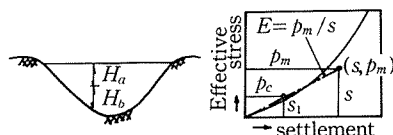


Fig. 4.2.5 Diagram illustrating symbols.

$$\varepsilon = \frac{(1 - 2\mu k_0)}{E} \gamma z = \frac{\gamma z}{E_c}$$

を鉛直方向に積分して、盛土中の任意の点における沈下量を求めるが、施工中に自重圧縮したり、転圧機械による先行圧縮が考えられるため、施工後の沈下値として1より小さい係数 A を乗じている⁴⁾。

八丁ダムでの設計数値を使用して、本堤盛土の堤頂の沈下量を (4.3) 式によって計算すると次のようになる。なお堤高は 24.6 m である。

$$\gamma_t = 1.89 \text{ t/m}^3, \quad p_m = \gamma_t \cdot H = 1.89 \times 24.6 = 46 \text{ t/m}^2, \quad E = p_m / S = 46 / 0.108 = 426 \text{ t/m}^2, \quad A = 0.22$$

堤頂では (4.3) 式の $H_a = 0$, $H_b = H$ となるから

$$\begin{aligned} \Delta H &= \frac{1}{2E} \gamma_t H^2 A = \frac{1}{2 \times 426} \times 1.89 \times 24.6^2 \times 0.22 \\ &= 0.295 \text{ m} \end{aligned}$$

である。

一方, 4.2.1. で述べたように, 盛土転圧に使用した振動ローラの締固め効果を乾燥密度でみた時, 室内実験での静荷重の $p_0 = 3.2 \text{ kg/cm}^2$ によって得られる乾燥密度とほぼひとしくなることから, 近似的に $p_0 = 4.0 \text{ kg/cm}^2$ の静荷重載荷後の圧縮試験データを使用して, 前述の計算と同様に (4.3) 式によって堤頂の沈下量を求めると

$$\gamma_t = 1.88 \text{ g/cm}^3$$

$$p_m = 1.88 \times 24.6 = 46 \text{ t/m}^2$$

$$E = 46/0.060 = 767 \text{ t/m}^2, A = 1 - 0.048/0.060 = 0.20$$

となり, 堤頂では

$$\Delta H = \frac{1}{2 \times 767} \times 1.879 \times 24.6^2 \times 0.20 = 0.148 \text{ m}$$

である. これら2つの ΔH の差は Fig. 4.2.5 の沈下曲線を直線に近似する際の点 (S, p_m) のとり方に差があること, 得られた沈下曲線がいく分異なることに起因している.

本堤の施工終了後4年2カ月が経過した昭和55年12月に, 本堤の堤頂で縦断方向の水準測量を行ない, 築堤直後の天端高と比較した結果, 沈下量は $1.7 \sim 6.5 \text{ cm}$ の範囲であった. この値は, 設計数値から求めた ΔH の約15%, 本実験のデータより求めた ΔH の約30%にすぎない.

このような実測値をより正確に推定するために, 次のような考えのもとに沈下量の計算を行った. 盛土が $p_0 = 4.0 \text{ kg/cm}^2$ に相当する転圧によって築堤されたとする. この応力が圧縮降伏応力にほぼひとしいとすれば, これに相当する盛土高さは

$$H_0 = p_0 / \gamma_t = 40.0 / 1.88 = 21.3 \text{ m}$$

となり, 全盛土高さ $H = 24.6 \text{ m}$ の大部分に相当する. つまり, 堤頂より 21.3 m は弾性領域で, それ以下の 3.3 m が塑性領域となる. 弾性領域における沈下量は非常に小さく, かつ施工中に完了する. したがって, 施工終了後の残留沈下は塑性領域における沈下のみとなる. このような考え方にもとづけば, 沈下量 ΔH は次のようにみちびかれる.

$$\varepsilon = \frac{e_0 - e}{1 + e_0}$$

$$e_0 - e = C_c \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$$

であるから

$$\Delta H = \int \varepsilon dh = \int \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} dh$$

ここで,

$$p_0 = \gamma_t \cdot H_0$$

$$p_0 + \Delta p = \gamma_t \cdot h$$

として, H_0 から H までの積分をすると

$$\begin{aligned} \Delta H &= \frac{0.4343}{1 + e_0} C_c \int_{H_0}^H \ln \frac{h}{H_0} dh \\ &= \int_{H_0}^H \frac{0.4343}{1 + e_0} C_c (\ln h - \ln H_0) dh \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{0.4343}{1+e_0} C_c [h \ln h - h(1 + \ln H_0)] \frac{H_0}{H} \\
 &= \frac{0.4343}{1+e_0} C_c \{H \ln(H/H_0) - (H - H_0)\} \quad \dots\dots(4.4)
 \end{aligned}$$

となる。本実験における $p_0 = 4.0 \text{ kg/cm}^2$ でのデータを(4.4)式へ代入すると、 $\Delta H = 3.6 \text{ cm}$ となり、実測値に非常に近い値を得ることができる。なお、八丁ダムの基盤は未風化状態であり、 N 値は50以上で、盛土による基礎の沈下はない。

次に、室内実験の結果を利用して、 $p_0 = 0.5, 1.0, 2.0 \text{ kg/cm}^2$ の場合についても、(4.4)式を用いて同様に ΔH を求めた結果を Fig. 4.2.6 に示す。圧縮降伏応力に相当する締固め応力 p_0 の減少によって沈下量は急増する。このことから盛土の締固めに当っては、圧縮降伏応力を大きくして盛土内の塑性領域を小さくすることが重要である。

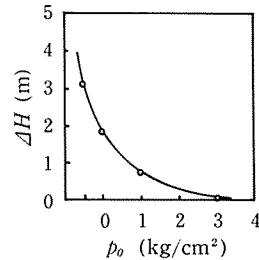


Fig. 4.2.6 Relationships between compressive stress p_0 and settlement ΔH (Hatcho-1).

4.2.3 まとめ

室内実験によって得られた締固め土の力学的諸特性のうち、圧縮特性を実際面に適用するために、フィルダムの盛土試験、堤体の圧縮沈下量測定を行なって比較検討した。なお、対象は八丁-1を主材料としている小城町の八丁ダムである。

- 1) 振動ローラによる転圧において、転圧回数と沈下量（ひずみ）の関係は双曲線で近似される。
- 2) 転圧による乾燥密度の増加は、ほぼ沈下量の変化に対応する。
- 3) 八丁-1の転圧においては、振動ローラの衝撃係数は1.52となる。
- 4) 堤体の自重による築堤後の残留沈下量は(4.4)式によって推定することができる。

第5章 総 括

本論文は、まさ土を含む壤土を対象とした締固め土について土質工学的な面から、特に基礎的な圧縮特性、強度特性を実験的に解明することを目的として行なったものである。

土を締固めて造る構造物が大型化してくると構造物自体の圧縮沈下量を見捨てることはできない。不飽和状態で締固められた土が、その後の盛土によって静的に圧縮された場合の圧縮沈下をできる限り小さくするためには、各転圧層において締固めによって得られる圧縮降伏応力が、その上の土かぶり応力以上であることが必要である。この点に注目して、一定の仕事量で締固めた土に対して、 100 kg/cm^2 までの応力が付加できる圧密試験機を製作し、静的な圧縮試験を行ない、その圧縮ひずみ、圧縮降伏応力および圧縮指数等の諸特性に締固め後の土の状態量が及ぼす影響について検討した。この結果、静荷重による圧縮ひずみは最適含水比よりいく分乾燥側で最も小さい。そして圧縮降伏応力や圧縮指数は飽和度65~70%をさかいにしてその変化傾向が異なり、これより小さい飽和度では締固め仕事量の増加によって圧縮降伏応力は増加し、圧縮指数は減少するが、飽和度が70%以上になると逆の傾向を示すことを明らかにした。

また、現場における転圧は、転圧回数と乾燥密度の関係から適当な転圧回数が決定され、各まき出し層ごとにその回数の繰返し締固めが行なわれている。この過程での土の圧縮性をみると、载荷の繰返し回数が増加するにつれて、土粒子の配向はより安定し、その圧縮降伏応力は増加し

ていくことが予想される。したがって、これを定量的に明らかにすることによって、この面からの適正締固め回数を決定することを試みた。この結果、静荷重の連続載荷よりも繰返し載荷の方が締固め効果が大きく、また繰返し載荷による圧縮降伏応力は載荷回数および荷重の増加によって大きくなる。載荷応力に対する圧縮降伏応力の比は、載荷の繰返し回数3回で0.8, 5~7回でほぼ1.0, さらに10回で1.1~1.2程度となる。なお1以上の値があらわれるのは、繰返し載荷と圧縮降伏応力を求めるための24時間載荷との載荷方式の相違によるものである。

以上のことから、盛土の締固めにおいては、つねに上載土かぶり応力以上の圧縮降伏応力を付加することが必要であり、このためには必要な圧縮降伏応力以上の接地圧をもつ転圧機械によって転圧回数を7回以上とし、また動的あるいは半動的締固めによる過剰締固め特性を考慮すれば、飽和度を70%程度にすることが望ましい。

さらに、不飽和土の特性として載荷時の初期圧縮量が飽和土に比べて非常に大きい。この量は飽和土では \sqrt{t} 法や曲線定規法によって求めるが、不飽和土にこれが適用できないために、圧縮ひずみ~時間曲線を双曲線で近似させ、 $t=0$ での値を初期圧縮量とすることを提案した。初期圧縮量は土の初期飽和度の増加につれて大きくなるが、40%をこえると逆に減少傾向を示している。

次に、不飽和状態で締固めた壤土の初期状態の変化にともなう強度特性を明らかにするために、圧縮等体積せん断を行ない、全応力ならびに有効応力に関するせん断強さ、間ゲキ圧などについて検討した。この結果、全応力表示の破壊線は応力履歴によって影響され、一般の土と同様に正規圧縮状態ではほぼ直線となり、過圧縮状態では曲線となる。また、それぞれの強度は土の状態によって非常に異なった値を示す。しかし、有効応力表示の破壊線には大きい差はみられないが、粘着力は圧縮降伏応力に比例する。さらに、全応力から有効応力を差引いて求められる間ゲキ圧を、せん断強さから計算した破壊時の主応力差でわった間ゲキ圧係数は、飽和粘性土と同様に、過圧縮比によって決定されるが、過圧縮比が1, すなわち正規圧縮状態では一定値とならずに土の初期状態によって値が異なることが明らかになった。また、土かぶり圧などの上載荷重を付加された状態で浸透水によって水浸した場合の圧縮性あるいは強度低下について検討した。有効応力表示では、せん断抵抗角はほとんど変化しないが、粘着力はほぼゼロとなる。せん断強さの低下は砂質土の方が著しい。また、含水比や密度の増加によって圧縮増加率や強度低下率はいずれも小さくなる。

さらに、一定の仕事量で締固められ、その後十分に圧縮されたまき土が比較的急速に破壊する場合を想定した圧縮等圧せん断においては、不飽和状態であるためにせん断中体積変化をおこす。垂直応力を $0.1 \sim 12.8 \text{ kg/cm}^2$ のように比較的広い範囲にとった場合、垂直応力の増加による強度増加は締固め含水比によってその特性が異なる。一般に、締固めた土のせん断強さは最適含水比よりやや乾燥側で最大を示す。しかし、締固めたのちに静的な垂直応力を付加することによって w_{op} より湿潤側では正規圧縮状態になって沈下量が大きくなり、強度およびその増加率が大きくなる。実験に供試したまき土の場合、その強度増加率は $w_{op}-12\%$ で 0.50, $w_{op}-4\%$ で 0.44, $w_{op}+8\%$ で 0.58 程度となり、 w_{op} より湿潤側になるほど大きい値を示す。

また、壤土を動的に締固めた場合の過剰締固めによる強度低下の現象を明らかにするために貫入針の抵抗値を測定した。この結果、含水比が一定の状態に動的な締固め仕事量を増した場合、飽和度85~90%以上に達すると強度低下をおこす。さらにコンシステンシーとの関連づけを行ない、塑性限界よりやや乾燥側で過剰締固めによる抵抗値の減少率が急増することを明らかにした。

最後に、室内実験で得られた壤土の力学的特性のうち、圧縮特性に関するデータを現場におけるデータと対比するために、佐賀県小城町の八丁ダムの盛土試験、堤体の沈下量測定結果について検討した。

摘 要

本研究は締固め壤土の力学的性質、特にその圧縮、強度特性を実験的に解明することを目的としている。

土を締固めることによって形成される圧縮降伏応力は土構造物の沈下を考える場合の重要な要素である。このような圧縮降伏応力に及ぼす土の飽和度および締固め仕事の影響を実験的に明らかにした。

盛土施工後の圧縮沈下量を最小にするという観点から、定荷量の繰返し载荷試料の一次元圧縮を行ない、繰返しにともなう圧縮降伏応力の増加の様子を明らかにした結果、繰返し回数7～8回で圧縮降伏応力は繰返し応力に近似してくる。

締固め土に応力を付加した場合に得られる圧縮曲線を双曲線に近似して、初期圧縮量を推定する方法を提案した。

締固め土の圧縮等体積、圧縮等圧せん断により、その強度特性を検討した結果、破壊線は全応力表示の場合、土の初期状態の差あるいは水浸・非水浸の差によって大きく影響されるが、有効応力表示の場合はほとんどこれらの影響を受けない。

過剰締固めによる土の強度低下の特性を明らかにするために貫入試験を行なった結果、締固め仕事の増加によって抵抗値は漸増するが、飽和度が85～90%になると減少する。

盛土完成後の残留沈下を堤体内の塑性圧縮領域の圧縮として解析した場合、その計算沈下量は実測値とよく一致した。

謝 辞

本研究を行なうに当たり、多大な御指導と御援助を賜った九州大学名誉教授藤川武信博士に対して深甚なる謝意を表する。また原稿の御校閲と有益な御批判を賜った九州大学教授末 勝海博士、同教授高山昌照博士に深い感謝の意を表する。さらに特別な御配慮と御援助を賜った佐賀大学教授渡辺 潔博士、同教授加来 研博士に深い感謝の意を表する。

記 号

A, \bar{A}_f	: 間ゲキ圧係数	E_c (cm \cdot kg/cm 3)	: 締固め仕事量
a, a_s, a_D	: 実験定数	e	: 間ゲキ比
B	: 間ゲキ圧係数	e_0	: 初期間ゲキ比
b, b_s, b_D	: 実験定数	e_c	: 静的圧縮後の間ゲキ比
C_c	: 圧縮指数	e_d	: 突固め後の間ゲキ比
C' (kg/cm 2)	: 有効応力に関する粘着力	e_i	: ルーズな状態の間ゲキ比
$D.I.$: ダイレンシー指数	e_{max}	: 最大間ゲキ比
d (mm, cm)	: 圧縮量, 沈下量	G_s	: 土粒子比重
d_0 (mm)	: 初期圧縮量	H (m)	: ダムの堤高
$d_h, \Delta d_h$ (mm)	: 水平変位	H_0 (m)	: p_0 に相当する土かぶり
$d_v, \Delta d_v$ (mm)	: 垂直変位		応力を受けるダムの堤頂
d_{vf} (mm)	: 破壊時の垂直変位		よりの深さ

h_0 (cm)	: 試料の初期高さ	Δp_r (kg/cm ²)	: 貫入抵抗減少量
h_a (cm)	: 試料の気体部分の高さ	Δu (kg/cm ²)	: 間ゲキ圧の増加量
h_e (cm)	: 試料の間ゲキ部分の高さ	$\Delta \varepsilon$ (%)	: 各荷重ごとの圧縮ひずみ
h_s (cm)	: 試料の土粒子部分の高さ	$\Delta \sigma_1$ (kg/cm ²)	: 最大主応力の増加量
h_w (cm)	: 試料の液体部分の高さ	$\Delta \sigma_3$ (kg/cm ²)	: 最小主応力の増加量
\bar{h} (cm)	: 試料の平均高さ	ε (%)	: 圧縮ひずみ
I_L	: 液性指数	ε_0 (%)	: 圧縮ひずみ ($=d_0/h_0 \times 100$)
L	: 突固め層数	$\varepsilon_{DN}, \varepsilon'_{DN}$ (%)	: N 回除荷後の膨張ひずみ
m	: 貫入抵抗減少率	$\varepsilon_{SN}, \varepsilon'_{SN}$ (%)	: N 回載荷後の圧縮ひずみ
m_v (cm ² /kg)	: 体積圧縮係数	ε_a (%)	: 圧縮ひずみ ($=d_0/h_a \times 100$)
N (回)	: 突固め回数, 繰返し回数	ε_{dc} (%)	: 動的な突固め後, 静的に圧縮した場合のひずみ
O. C. R.	: 過圧縮(密)比		
p (kg/cm ²)	: 圧縮(密)応力	ε_c (%)	: 圧縮ひずみ ($=d_0/h_c \times 100$)
p_0 (kg/cm ²)	: 静的な締固め応力	ε_{ic} (%)	: ルーズな状態を動的に突固め, さらに静的に圧縮した場合のひずみ
p_{max} (kg/cm ²)	: 最大圧縮(密)応力		
p_r (kg/cm ²)	: 貫入抵抗		
$p_{r,25}$ (kg/cm ²)	: $N=25$ での貫入抵抗	ε_{id} (%)	: ルーズな状態を動的に突固めた場合のひずみ
$p_{r,max}, p_{r,min}$ (kg/cm ²)	: 貫入抵抗の最大, 最小値	ε_w (%)	: w の多少が ε に及ぼす成分
p_r (kg/cm ²)	: 圧縮(密)降伏応力	ε_{vf} (%)	: 破壊時の垂直ひずみ
p' (kg/cm ²)	: 有効土かぶり応力	ε_{rd} (%)	: r_d の大小が ε に及ぼす成分
q_u (kg/cm ²)	: 一軸圧縮強さ	ε'_N (%)	: N 回除荷後の塑性ひずみ
S_c (mm)	: 圧縮量	η_2, η_3 (g/cm ² ·sec)	: 粘性率
S_p (%)	: 圧縮増加率	σ (kg/cm ²)	: 垂直応力
S_r (%)	: 飽和度	σ_y (kg/cm ²)	: 圧縮降伏応力
S_{r_0} (%)	: 初期飽和度	σ_{yd} (kg/cm ²)	: 動的締固め土の σ_y
t (sec, min)	: 経過時間	σ_{ys} (kg/cm ²)	: 静的締固め土の σ_y
u_f (kg/cm ²)	: 破壊時の間ゲキ圧	σ_A (kg/cm ²)	: $\sigma = \tau_f$ となる垂直応力
V_0 (cm ³)	: 試料の初期体積	σ_B (kg/cm ²)	: $\sigma = \sigma_f$ となる垂直応力
W (g)	: 湿潤土重量	σ_c (kg/cm ²)	: $\sigma = \sigma_y$ となる垂直応力
W_d (g)	: 乾燥土重量	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ (kg/cm ²)	: 破壊時の軸差応力
w (%)	: 含水比	$\bar{\sigma}$ (kg/cm ²)	: 有効垂直応力
w_0 (%)	: 初期含水比	σ_f (kg/cm ²)	: 破壊時の有効垂直応力
w_{opt} (%)	: 最適含水比	τ (kg/cm ²)	: せん断応力
γ_1, γ_2 (g/cm ² ·sec ²)	: 剛性率	τ_c (kg/cm ²)	: 体積変化に対する抵抗
γ_d (g/cm ³)	: 乾燥密度	τ_f (kg/cm ²)	: せん断強さ
γ_{d_0} (g/cm ³)	: 初期乾燥密度	τ_p (%)	: 強度低下率
$\gamma_{d,max}$ (g/cm ³)	: 最大乾燥密度	ϕ_{cu} (deg)	: 圧縮等体積せん断における全応力表示のせん断抵抗角
γ_i (g/cm ³)	: 湿潤密度		
γ_{i_0} (g/cm ³)	: 初期湿潤密度		
ΔH (cm, m)	: 沈下量	ϕ' (deg)	: 有効応力に関するせん断抵抗角
Δp (kg/cm ²)	: 圧縮(密)応力の増加量		

参 考 文 献

- 1) Casagrande, A. and Wilson, S. D. (1953): Prestress induced in consolidated-quick triaxial tests. Proc. Third Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engi. I, 106-110.
- 2) 土質工学会 (1964): 土質試験法, 土質工学会, pp. 231-240.
- 3) 土質工学会 (1966): 土質工学ハンドブック, 技報堂, p. 135.
- 4) 土質工学会 (1968): 建設工事における土質工学の実用例, 土質工学会, pp. 293-294.
- 5) 土質工学会 (1968): 土のセン断試験法に関する基礎的研究, 土質工学会, pp. 42-46.
- 6) 土質工学会 (1970): 土質試験法 (第1回改訂版), 土質工学会, pp. 280-365.
- 7) 福田 護 (1975): 火成岩系風化砂質土の工学的性質について, 土と基礎 **23-2**, 13-18.
- 8) 福田 護・中沢重一・小川敬次郎・川津正純 (1977): 浸水に伴うセン断抵抗力の低下と斜面の安定解析への一アプローチ, 第12回土質工学研究発表会, 889-892.
- 9) 福田 護・西田一彦・沢 孝平 (1975): C と ϕ を考える 6. マサ土, 土と基礎 **23-5**, 77-84.
- 10) 藤川武信・甲本達也 (1978): 圧密試験における $\log e \sim \log p$ 関係の線型性について, 農業土木学会九州支部講演集, 91-92.
- 11) 藤川武信・藤本昌宣 (1968): 有明粘土の三軸圧縮試験による過密セン断について, 農業土木学会九州支部講演集, 23-24.
- 12) Hilf, J. W. (1948): Estimating construction pore pressure in rolled earth dams, Proc. 2nd Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engi. III, 234-240.
- 13) Hvorslev, M. J. (1960): Physical components of the shear strength of saturated clays, Research Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, 194-198.
- 14) 井上広胤 (1964): 砂の直接セン断に関する研究, 土木学会論文集 **101**, 15-18.
- 15) 井上広胤 (1964): 不飽和締固め土のセン断, 土と基礎 **12-10** 31-36.
- 16) 伊勢田哲也 (1971): 盛土の締固めと圧縮沈下, 土木研究所資料 **702**, 1-117.
- 17) 伊勢田哲也・水野正憲 (1971): 締固めた土の圧縮性状に関する研究, 土木学会論文集, **188**, 45-52.
- 18) 伊勢田哲也・島津晃臣・宮崎隆 (1969): 不飽和粘性土の圧縮特性試験について, 第4回土質工学研究発表会, 1-4.
- 19) 岩崎好規・大西武司・岩永清蔵 (1972): 不飽和粘性土の圧縮特性, 第7回土質工学研究発表会, 117-120.
- 20) 河上房義 (1970): 新編土質力学, 森北出版, pp. 215-237.
- 21) 久野悟郎 (1968): 土の締固め, 技報堂, pp. 21-85.
- 22) 久野悟郎 (1974): 締固めと力学特性の相関, 土と基礎 **22-4**, 5-10.
- 23) 久野悟郎・斉藤巳喜男・酒向信一 (1973): 強制乾燥した火山灰質粘性土の性質, 第8回土質工学研究発表会, 137-140.
- 24) Lambe, T. W. (1958): The structure of compacted clay, Jour. of Soil Mech. and Found. Div., ASCE **84-SM2**, 19-22.
- 25) Lambe, T. W. (1958): The engineering behavior of compacted clay, Jour. of Soil Mech. and Found. Div., ASCE **84-SM2**, 14-31.
- 26) 三笠正人 (1963): 粘土の強度の考え方について—— C' , ϕ' 解析法の批判を中心として——, 土と基礎 **11-3**, 32.
- 27) 三笠正人 (1964): 土の工学的性質の分類表とその意義, 土と基礎 **12-4**, 20-21.
- 28) 三笠正人 (1965): 三軸圧縮と一面セン断の試験機および試験法について, 第10回シンポジウム, 土質工学会, 117-123.
- 29) 三笠正人 (1967): 軟弱粘土の圧密, 鹿島研究所出版会, pp. 3-45.
- 30) 三国英四郎 (1962): フィルタイプダムシャ水壁材料の性質と締固めに関する研究 (その1), 土と基礎 **10-1**, 4-12.
- 31) 最上武雄 (1969): 土質力学, 技報堂, pp. 341-342, 514-515.
- 32) 中川鶴太郎・神戸博太郎 (1970): レオロジー, みすず書房, pp. 385-399.
- 33) 西田一彦・香川 満 (1972): マサ土のセン断特性と土粒子破碎について, 第27回土木学会年次学術講演会概要集 **III**, 569-572.
- 34) 沼倉三郎 (1966): 測定値計算法, 森北出版, pp. 214-216.

- 35) 落合英俊 (1975): 粒状土の圧縮変形に及ぼす初期密度の影響, 土質工学会論文報告集 **15-2**, 89-95.
- 36) 小田匡寛・南 和美・中沢昭典 (1974): 風化残積土の風化と強度特性に関する基礎的研究, 第29回土木学会年次学術講演会概要集 **III**, 412-413.
- 37) 奥村樹郎・中瀬明男 (1977): 土の圧密試験方法 (JIS 改訂原案) について, 土と基礎 **25-12**, 53-58.
- 38) 鬼塚克忠・吉武茂樹・熊森政敏 (1980): 締固め土の圧縮沈下特性について, 土木学会西部支部研究発表会講演集, 83-84.
- 39) Proctor, R. R. (1933): Four articles on the design and construction of rolled earth dams, Engi. News Record **III**, 245-248, 286-289, 348-351, 372-376.
- 40) Seed, H. B. and Chan, C. K. (1959): Structure and strength characteristics of compacted clays, Jour. of Soil Mech. and Found. Div., ASCE **85-SM5**, 87-128.
- 41) Seed, H. B., Mitchell, J. K. and Chan, C. K. (1960): The strength of compacted cohesive soils, Research Conf. of Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, 877-964.
- 42) Skempton, A. W. (1954): The pore-pressure coefficient A and B, Géotechnique **4**, 143-147.
- 43) Taylor, D. W. (1948): Fundamentals of Soil Mechanics, John Wiley and Sons, Inc., pp. 305-306.
- 44) Terzaghi, K. (1943): Theoretical Soil Mechanics, John Wiley and Sons, Inc., pp. 265-296.
- 45) Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1948): Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley and Sons, Inc., pp. 56-73.
- 46) Uchida, I., Matsumoto, R. and Onitsuka, K. (1968): Shear characteristics of compacted partially saturated soils, Soils and Foundations **8**, 32-45.
- 47) 渡辺 忠 (1964): アースダム用土の力学的性質について (その2), 土と基礎 **12-6**, 3-7.
- 48) 山口柏樹 (1969): 土質力学 (講義と演習), 技報堂, p. 45.
- 49) 山崎不二夫・山内豊聡訳 (1972): 土質力学の基礎 (土の力学的挙動), 鹿島出版会, pp. 271-277.
- 50) 米倉亮三 (1954): 土の突固めと強度との関係について, 土木学会誌, **39-1**, 25-28.
- 51) Yoshimi, Y. and Osterberg, O. (1963): Compression of partially saturated cohesive soils, Jour. of Soil Mech. and Found. Div., ASCE **89-SM4**, 12-13.